

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté de Génie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

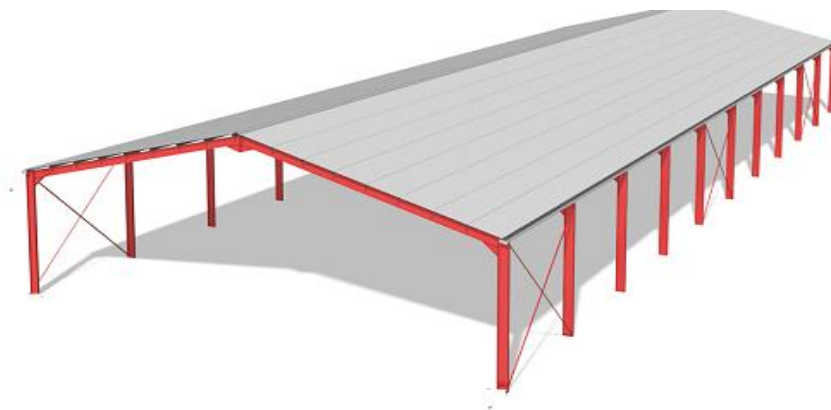


***En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil***

***Option : Construction Métallique***

***Thème***

***Etude d'un hangar en Charpente métallique a usage de stockage***



***Dirigé par :***  
***Mr. LABIOD***  
***Mr. ILLOULI***  
***Mr. IDDIR***

***Réalisé par :***  
***MADDI Jugurtha***  
***BAOUANE Boudjemaa Anis***

***Promotion : 2021/2022***

## *Remerciements*

*Avant tout nous remercions Dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour mener ce travail.*

*Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à notre promoteur Mr. ILLOULI pour son suivi et son orientation tout au long de l'élaboration de ce travail, en lui exprimons notre profonde gratitude.*

*Nos remerciements à l'ensemble des enseignants et le staff administratif du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri .*

## Dédicace(Jugurtha)

*Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chères, je site:*

- *Mes chers parents, symboles de courage et de Volonté, qui ont consacré et sacrifié leurs vies pour nos bien être. que dieu les protègent.*
- *Mes chères frères*
- *Toutes mes familles grandes et petites.*
- *Tous mes amis(e)*

*Comme je dédie également au terme de reconnaissance mes Camarade de Spécialité génie civile option structure (2022)*

# **SOMMAIRE**

## **Introduction générale Chapitre I : Généralité**

### **Introduction.**

1. L'acier .....	2
2. Propriétés des armatures de construction .....	4
3. Les Actions agissant sur la structure : .....	5
4. Les combinaison d'action .....	5
5. limites des flèches et des déplacement : .....	6
6. Règlements Utilisés .....	8

### **Chapitre II :Présentation du projet**

1. Situation du projet : .....	10
2. Caractéristiques : .....	10
3 Les données relatives au site .....	11
4 La couverture.....	11
5. Les façades .....	12
6. Bardage .....	12
7. Contreventement .....	12
8. Portique .....	12

### **Chapitre III : Etudes climatiques**

Introduction .....	14
2 :Action de la neige.....	14
2.1 : Objet et domaine d'application .....	14
2.2 :Action d'ensemble .....	14
2.3 : action de la charge de sablé .....	14
3.1 : Calcul du coefficient de forme $\mu$ .....	15
3 :Etude au vent selon " R.N.V 2013" .....	16
3.1 : Détermination de la pression .....	16
3.1.1 : Détermination de coefficient dynamique $C_d$ .....	16
3.1.1.1 :Vent perpendiculaire au pignon .....	18
3.1.1.2 :Vent perpendiculaire au long pan .....	18
3.2 :Détermination de la pression nette ( $z_j$ ) .....	18
3.2.1 : Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$ .....	18
3.2.1.1 : Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$ .....	18
3.2.1.1.1 : Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$ .....	19
3.2.2 : Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	21
3.2.2.1 : Vent perpendiculaire au pignon ( $V_1$ ) .....	21
3.2.2.1.1 : pour les parois verticales .....	21
3.2.2.1.2 :pour la toiture .....	22
3.2.2.2 :Vent perpendiculaire au long pan ( $V_2$ ).....	23
3.2.2.2.1 : pour les parois verticales .....	23
3.2.2.2.2 :pour la toiture .....	25
3.2.3 :Détermination de coefficient de pression intérieur .....	26
3.2.3.1 le vent perpendiculaire au pignon ( $V_1$ ).....	27
3.3 :Détermination de la force de frottement .....	28
4 :Action de la charge sismique .....	29

## Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments

Introduction .....	31
1 Les pannes : .....	31
1.1 Dimensionnement des pannes .....	32
1.2 Evaluation des charges et surcharges .....	32
1.3 Combinaison d'action à l'ELU .....	35
1.4 Vérification à l'état limite ultime .....	36
1.4.1 vérification à la flexion.....	36
1.4.2 vérification au cisaillement .....	37
1.4.3 vérifications au moment fléchissant (déversement) .....	38
1.5 Vérification à l'état limite de service .....	41
1.5.1 vérification à la flèche .....	41
1.6 Etude de l'échantignolle .....	41
1.6.1 Dimensionnement de l'échantignolle .....	43
1.6.2 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle.....	43
1.7 Calcul des liernes .....	43
1.7.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes .....	44
1.7.2 Dimensionnement des liernes.....	45
2 lisse de bardage .....	45
2.1 Dimensionnement de la lisse .....	46
2.2 Vérification de la lisse de long pan .....	46
2.2.1 Détermination de la section de la lisse .....	46
2.2.2 Vérification à l'état limite ultime .....	48
2.3 Vérification de la lisse de bardage de pignon .....	50
2.3.1 Vérification à l'état limite ultime .....	50
2.3.2 Vérification à l'état limite de service .....	52
2.4 Calcul des liernes de long pan .....	52
2.4.1 Dimensionnement des liernes .....	54
3 les potelets .....	54
3.1 Dimensionnement des potelets.....	55
3.2 Evaluation des charges .....	55
3.3 Vérification de la section à la résistance .....	56
3.4 Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement) .....	57

## Chapitre V: dimensionnement des éléments structuraux

1 Introduction .....	59
2 Efforts sollicitant le portique.....	59
2.1 Charges permanents .....	60
2.2 Effet du sable .....	60
2.3 Effet du vent .....	60
3 Calcul des efforts internes .....	61
3.1 charges verticales vers le bas .....	61
3.2 Charges verticales vers le haut .....	62
3.3 le vent horizontal (pression) calcul sous la charge unitaire .....	63
3.4 le vent horizontal (dépression) .....	64
4 Tableaux récapitulatifs .....	64
5 Calcul de l'imperfection géométrique globale .....	66
5.1 Modélisation avec les imperfections .....	67
5.2 Calcul des efforts internes additionnels .....	67
5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de Heq .....	68

6 Choix de la méthode d'analyse .....	69
6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum <i>acr</i> .....	69
7 Pré-dimensionnement de la traverse .....	70
7.1.1 Vérification de la flèche .....	71
7.2 Vérification de la traverse à l'ELU .....	71
7.2.1 Vérification de la section à la résistance .....	71
7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités .....	73
8 Vérification des poteaux .....	80

## **Chapitre VI : Calcul de contreventement**

Introduction .....	85
1. Disposition des contreventements de toiture .....	85
2 Calcul de la poutre au vent en pignon .....	85
2.1 Effort du vent sur les pignons .....	86
2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets .....	87
2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette .....	88
2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance .....	88
2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités .....	91
3 Calcul de la palée de stabilité en long pan .....	96
3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette .....	97

## **Chapitre VII: Calcul des Assemblages**

Introduction .....	99
1 Calcul des assemblages par boulons .....	99
2 Avantages des boulons HR .....	99
3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) .....	100
3.1 La disposition constructive des boulons .....	100
3.2 Efforts de calcul .....	100
3.3 Les composants d'assemblage .....	101
3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée .....	101
3.5 Calcul du moment résistant .....	102
3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant .....	103
4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) .....	103
4.1 La disposition constructive des boulons .....	104
4.2 Efforts de calcul .....	104
4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage .....	105
5 Calcul des bases des poteaux .....	106
5.1 Définition .....	106
5.2 Données de base .....	107
5.3 Résistance du béton à la compression .....	108
5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement .....	108
5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise .....	108
5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise .....	108
5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise .....	109
5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant .....	111
5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise .....	111
5.6 Les tiges d'ancrage .....	111
5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement .....	111
5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement .....	113
5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance .....	113

5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence .....	114
---	-----

### **Chapitre VIII: Vérification de la stabilité d'ensemble**

1. Action d'ensemble : .....	119
2. Vérification de la stabilité transversale .....	121
2.1 Détermination des moments renversants (MR) .....	122
3. Vérification de la stabilité longitudinale .....	122
Conclusion : .....	123

### **Chapitre IX : Etude de l'infrastructure**

1. Introduction : .....	125
2. Choix du type de fondation.....	125
3. Calcul des fondations: .....	125
4. Dimensionnement de la semelle: .....	125
4.1. Pré dimensionnement de la semelle de poteau : .....	126
4.1.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle.....	128
4.1.2 Vérification de la stabilité au renversement .....	129
5. Ferrailage de la semelle: .....	129
6. Ancrage des barres : .....	130
7. Calcul des longrines : .....	130
7.1. Pré dimensionnement : .....	130
7.2 Ferrailage : .....	130
7.3. Armatures transversales .....	131
8. Ferrailage des futs : .....	131

### **Conclusion générale**

### **Références bibliographiques**

# *Liste des Figures*

## *Liste des Figures*

**Figure I .1 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).**

**Figure I -2 : Diagramme contrainte déformation de l'Acier.**

**Figure II.1 : Présentation des deux hangars**

**Figure II- 2 : Panneau sandwich.**

**Figure III.1 :Les directions principales du vent.**

**Figure III. 2: Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques [RNV99] [2] .**

**Figure III.3 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $Z_e$ .**

**Figure III-4 :  $C_{pe}$  sur pignon**

**Figure III. 5: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent  $V_1$  ( $\theta=90^\circ$ ).**

**Figure III.6 : Dimension des zones verticales**

**Figure III-7 :  $C_{pe}$  sur long pan**

**Figure III.8: Légende pour les toitures a versants multiples**

**Figure III.9: Valeurs de  $C_{pe}$  pour le versant de toiture à la direction du vent  $V_2$ .**

**Figure IV. 1: Disposition de la panne.**

**Figure IV. 2 : La pente de calcul.**

**Figure IV. 3 : Schéma statique des surcharges climatique du vent  $V$  sur les pannes.**

**Figure IV.4: Schéma statique des surcharges climatique de sable sur les pannes.**

**Figure IV.5: Schéma statique des surcharges d'entretien  $P$  sur les pannes.**

**Figure IV.6: Panne continues avec liernes à mi- portée**

**Figure IV.7: Panne de toiture en flexion**

**Figure IV.8 : Illustration de la zone comprimée**

**Figure IV.9: Vérification de la flèche**

**Figure IV.10: Disposition de l'chantignolle**

**Figure IV.11: Dimensions de l'échantignolle**

**Figure IV.12: Dispositions des liernes.**

**Figure IV. 13 : Disposition de la lisse de bardage.**

**Figure IV.14: Disposition des liernes**

**Figure VI. 15: Schéma statique du potelet**

**Figure V.1 : Eléments constituant le portique.**

**Figure V.2 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.**

**Figure V.3 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut**

**Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (pression)**

**Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (dépression)**

**Figure V.6 : Effort horizontal en tête du poteau**

**Figure VI. 1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon.**

**Figure VI. 2 : Méthode des coupures.**

**Figure VII.1: Représentation de l'assemblage poteau-travers.**

**Figure VII.2: Détails assemblage**

**Figure VI.3 : Hauteur de la zone comprimée.**

**Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.**

**Figure VII.7 : Détails sur l'assemblage de faitage**

**Figure VII.8 : Base des poteaux**

**Figure VII.9 : pied de poteau articulé.**

**Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés**

**Figure VII.11 : Dimensions de la plaque d'assise**

**Figure VII.12 : Tige d'ancrage**

**Figure VII.13 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage**

**Figure VIII. 1 : force résultante R.**

**Figure VIII.2: Représentation des surfaces sens du vent V1.**

**Figure VIII. 3: Représentation des surfaces sens du vent V2.**

**Figure VIII.2 : Résultantes de la pression de vent sur la section transversale de la Structure**

**Figure VIII.3:Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure**

**Figure IX .1: Dimension de la semelle.**

**Figure IX .2: Schéma de la semelle isolé.**

**Figure IX.3 : Ferrailage des longrines**

# Liste des tableaux

## Liste destableaux

**Tableau I.1 : Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  (tableau 3.1, CCMA97)**

**Tableau I.2: VALEURS RECOMMANDEES POUR LES FLECHES VERTICALES.**

**Tableau III.1 Charge de sable dans la zone D**

**Tableau III-2 : Coefficient de forme pour toiture a versant multiples**

**Tableau III.3 : Valeurs des coefficients  $C_{pe}$  des parois verticales**

**Tableau III. 4: Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V1.**

**Tableau III. 4: Valeur de  $C_{pe}$**

**Tableau III.6 :Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V2.**

**Tableau III.7:Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec  $C_{pi}= -0,5$ .**

**Tableau III.8:Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec  $C_{pi}= -0.5$ .**

**Tableau III. 9 : Valeurs de  $Q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec  $C_{pi}=+0.8$ .**

**Tableau III.10:Valeurs de  $Q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec  $C_{pi}=+0,8$ .**

**Tableau V.1: Réactions d'appuis sous une charge unitaire**

**Tableau V. 2: Valeurs des moments sous une charge unitaire**

**Tableau V.3: Réactions d'appuis sous charges actuelles**

**Tableau V. 4: Valeurs des moments sous charges actuelles**

**Tableau V.5: Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis**

**Tableau V.6: Combinaisons à l'ELU pour les moments**

**Tableau V.7: Efforts en pieds des poteaux l'ELU**

**Tableau V.8 : Prise en compte des défauts d'aplomb**

**Tableau V.9 : Efforts équivalent en tête des poteaux**

**Tableau V.10: Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte deH.**

**Tableau V.11: Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de.  $H_{eq}$**

**Tableau VI.1: Coefficients minorateurs  $\beta_2$  et  $\beta_3$**

**Tableau VIII.1: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.**

**Tableau VIII.13 : valeurs des forces résultantes de vent(V2)**

# ***NOTATIONS***

**Sollicitation /Contrainte /Déformation :**

E Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\,000\text{ MPa}$ ).

G Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 84\,000\text{ MPa}$ ).

$F_p$  Effort de précontrainte dans les boulons.

M Moment sollicitant, en générale.

$M_{cr}$  Moment critique élastique de déversement.

$M_{eff}$  Moment efficace (section de classe 4).

$M_R$  Moment résistant.

$M_U$  Moment ultime.

N Effort normal, en générale.

$N_{pl}$  Effort normal de plastification.

$N_u$  Effort normal ultime.

V Effort tranchant sollicitant.

$V_{pl}$  Effort tranchant de plastification.

$V_U$  Effort tranchant ultime.

$f_u$  Contrainte de rupture d'une pièce.

$f_{ub}$  Contrainte de rupture d'un boulon.

$f_y$  Limite d'élasticité d'une pièce.

$\varepsilon$  Déformation linéaire unitaire.

$\varepsilon_y$  Déformation correspondante à la limite d'élasticité.

$\sigma$  Contrainte normale.

**Coefficients et grandeurs sans dimensions :**

K Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.

$k_s$  Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

$m$  Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

$n$  Nombre de boulons.

$\beta_M$  Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

$\beta_w$  Facteur de corrélation (soudure).

$\varepsilon$  Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\eta$  Facteur de distribution de rigidité (flambement).

$\lambda$  Elancement.

$\bar{\lambda}$  Elancement réduit.

$\lambda_{LT}$  Elancement de déversement.

$u$  Coefficient de frottement.

$\chi$  Coefficient de réduction de flambement.

$\chi_{LT}$  Coefficient de réduction de déversement.

### **Caractéristiques géométriques :**

$A$  Section brute d'une pièce.

$A_{\text{eff}}$  Section efficace d'une pièce (classe 4).

$A_{\text{net}}$  Section nette d'une pièce.

$A_s$  Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

$I_t$  Moment d'inertie de torsion.

$I_w$  Facteur de gauchissement d'une section.

$I_y$  Moment d'inertie de flexion maximale.

$I_z$  Moment d'inertie de flexion minimale.

$W_{\text{eff}}$  Module de résistance efficace.

$W_{el}$  Module de résistance élastique.

$W_{pl}$  Module de résistance plastique.

$b$  Largeur d'une semelle de poutre.

$d$  Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.

$d_0$  Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

$i$  Rayon de giration d'une section.

$l$  Largeur d'une poutre.

$D_l$  Largeur de déversement d'une poutre.

$k_l$  Longueur de flambement.

$r$  Rigidité d'une barre

$t$  Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.

$t_f$  Epaisseur d'une semelle de poutre.

$t_w$  Epaisseur d'une âme de poutre.

$\alpha$  Angle en général.

$\gamma_{Mb} = 1,25$  Résistance des boulons au cisaillement.

$\gamma_{Mb} = 1,50$  Résistance des boulons au à la traction.

$F_v$  Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

$F_B$  Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

$F_T$  Résistance des boulons en traction.

$\alpha$  Facteur d'imperfection (flambement).

**Paramètres de l'analyse de flambement :**

$L_f$  longueur de flambement de la barre.

$\lambda$  Lambda y élancement de la barre.

$\lambda_y$  élanement relatif de la barre.

$X_y$  coefficient de flambement.

$\beta$  Beta My coefficient dépendant du diagramme des moments.

$M_i$  y coefficient pour le calcul de  $k_f$ .

$k_y$  coefficient de réduction en flexion.

### **Paramètres de l'analyse de déversement**

$l_{D\_sup}$  longueur de déversement de la semelle supérieure

$l_{D\_inf}$  longueur de déversement de la semelle inférieure

C1 coefficient pour le calcul de  $M_{cr}$ .

C2 coefficient pour le calcul de  $M_{cr}$ .

$M_{cr}$  moment critique pour le déversement.

$\lambda_{LT}$  élanement fictif de la barre pour le déversement.

$X_{LT}$  coefficient de déversement.

$\beta_{MLT}$  coefficient dépendant du diagramme des moments.

$M_{iLT}$  coefficient pour le calcul de  $k_{LT}$ .

$k_{LT}$  coefficient de réduction pour le déversement.

### **Efforts internes dans les points caractéristiques de la section**

$N_{sd}$  effort axial N.sd.

$M_{y,sd}$  moment fléchissant  $M_{y,sd}$ .

$V_{z,sd}$  effort de cisaillement  $V_{z,sd}$ .

### **Efforts limites**

$N_{t,rd}$  résistance ultime plastique en traction.

$M_{b,rd}$  moment ultime pour le déversement.

$M_{ply,rd}$  moment ultime plastique.

$M_{ely,rd}$  moment ultime élastique.

$V_{ply,rd}$  résistance ultime en cisaillement.

$M_{plz,rd}$  moment ultime plastique.

$V_{plz,rd}$  résistance ultime en cisaillement.

**Flèches (REPERE LOCAL) :**

$U_y$  flèche de la barre en y.

$U_{y,max}$  max flèche admissible de la barre en y.

$U_{inst,y}$  flèche due aux charges variables en y.

$U_{inst,max,y}$  flèche admissible due aux charges variables en z.

$u_z$  flèche de la barre en z.

$U_z,max$  flèche admissible de la barre en z .

$U_{inst,z}$  flèche due aux charges variables en z.

$U_{inst,max,z}$  flèche admissible de la barre en z.

**Déplacements (REPERE GLOBAL) :**

$v_x$  déplacement de la barre en X.

$v_{x,max}$  déplacement admissible de la barre en X.

$v_y$  déplacement de la barre en Y.

$v_{y,max}$  déplacement admissible de la barre en Y .

## *Introduction générale*

La charpente métallique occupe un espace très vaste dans le domaine de la construction car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité ; c'est pour cela qu'elle est devenue un facteur primordial dans la politique de construction du pays.

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages : L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site, est d'une grande simplicité.

En raison de sa légèreté, elle pourra se faire transporter facilement et sur de longues distances.

La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.

La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.

Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.

Possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

Par contre, l'acier présente quelques inconvénients à savoir la faible résistance au feu et la corrosion, d'où la nécessité d'un entretien (Surplus de coût ; cherté de l'acier).

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil spécialité construction métallique à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'étude dont le but est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

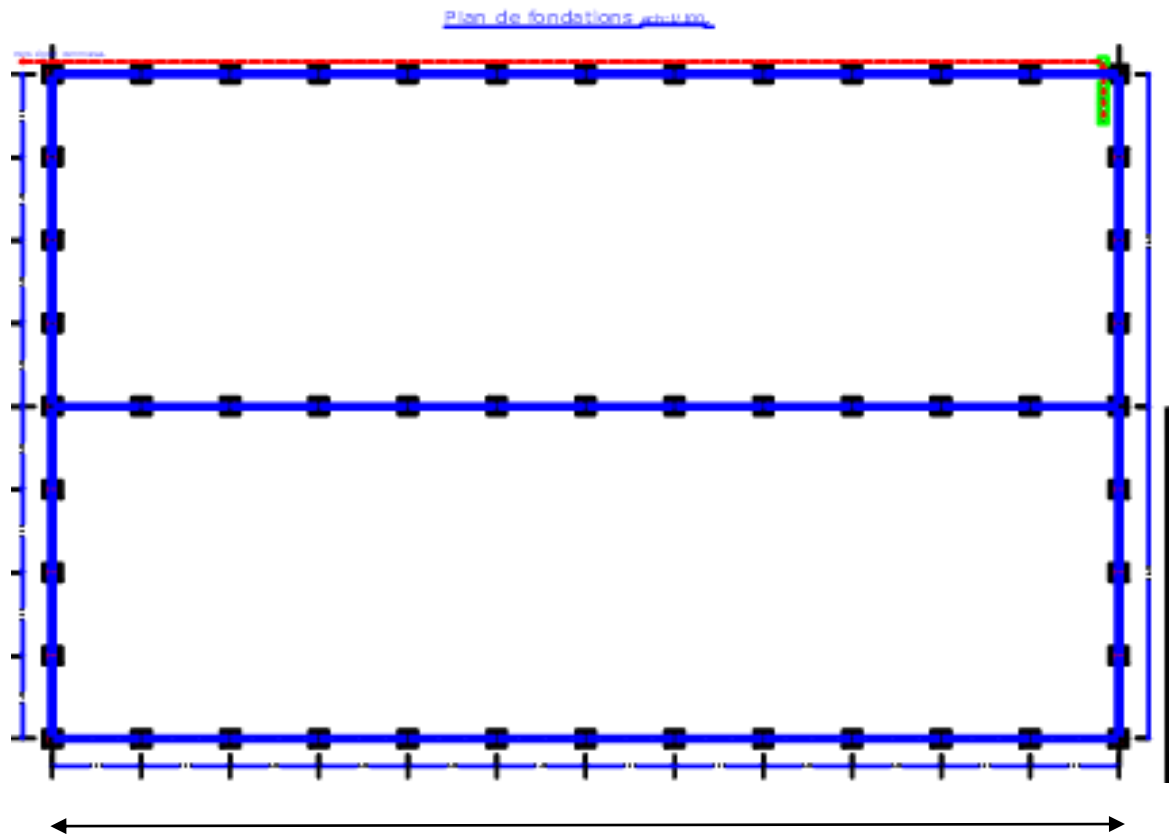
Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'études est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un hangar à usage de stockage, implanté à la wilaya de ADRAR.

L'objectif principal de notre mémoire sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en Génie civil option constructions métalliques.

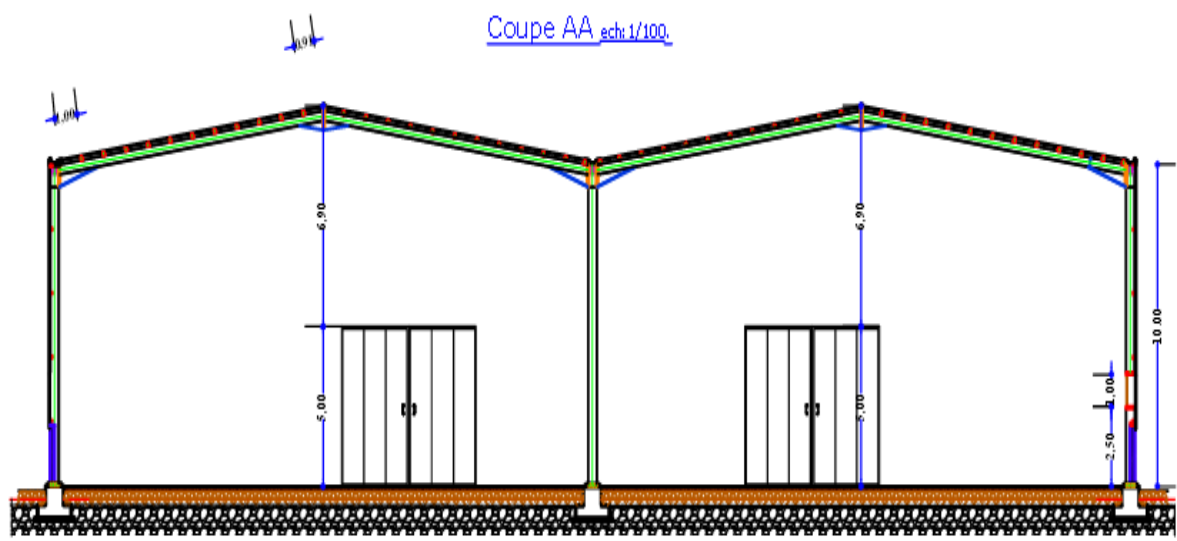
Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

- Chapitre I : Généralités ;
- Chapitre II : Présentation de l'ouvrage ;
- Chapitre III : Etude climatique ;
- Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments ;
- Chapitre V : dimensionnement des éléments structuraux ;
- Chapitre VI : Calcul de contreventement ;
- Chapitre VII : Calcul des Assemblages ;
- Chapitre VIII : Vérification de la stabilité d'ensemble ;
- Chapitre IX : Etude de l'infrastructure
- Chapitre X : Etude sismique et vérification de l'ossature

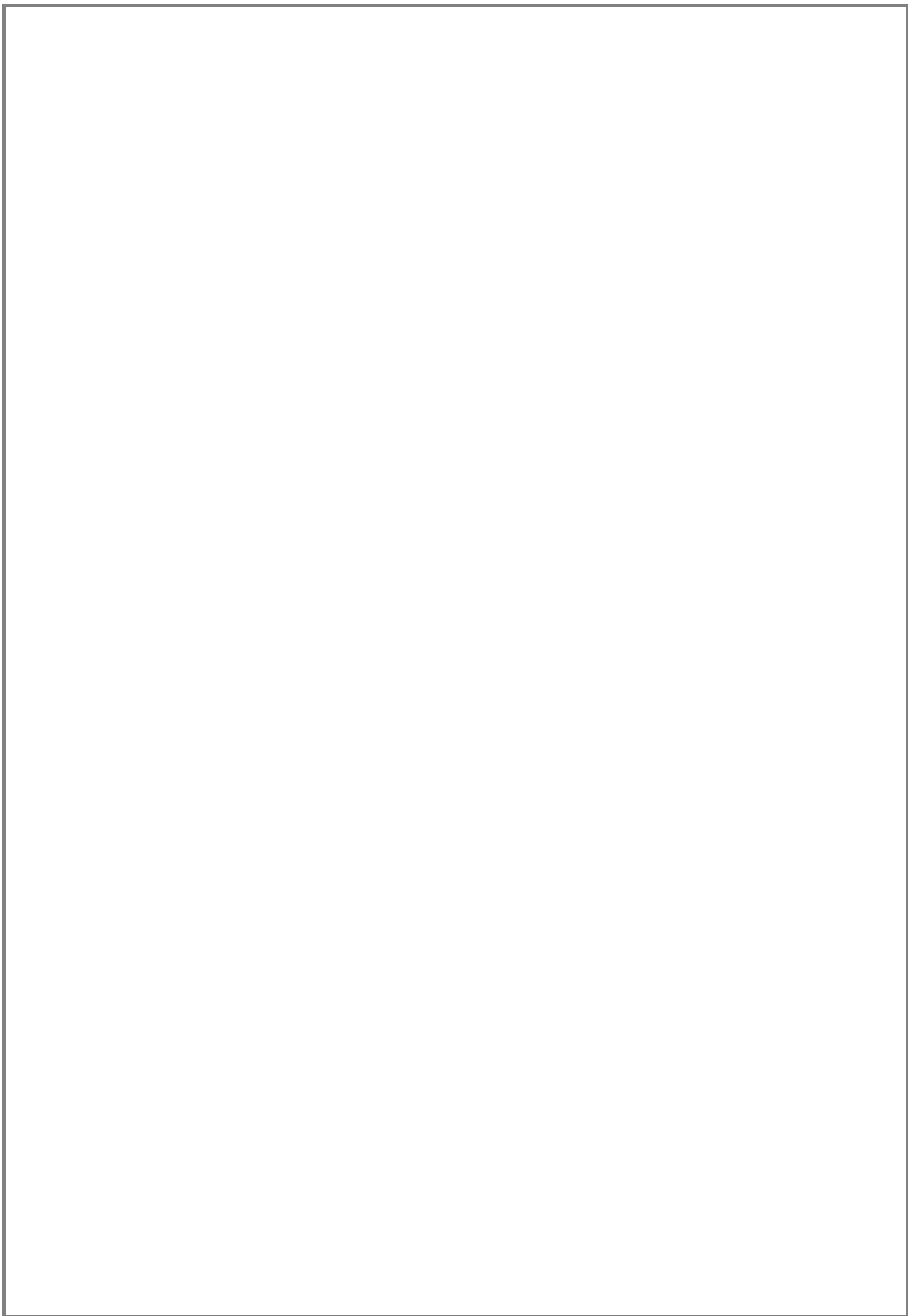
Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.



**6m×12 Plan de fondation**

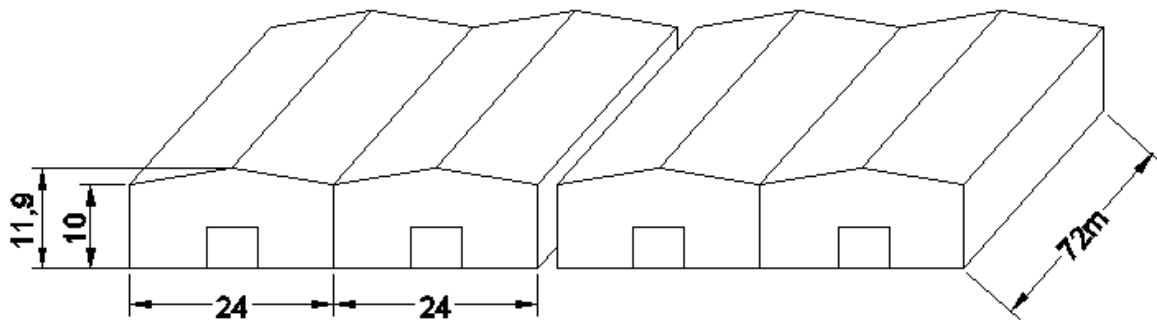


**La façade principale**



*Chapitre II*  
*Présentation*  
*de l'ouvrage*

Notre projet consiste à étudier un hangar à usage de stockage avec toiture à multiple versant, et ossature en charpente métallique.



**Figure II.1 : Présentation des deux hangars**

### **II.1. Situation de projet :**

Notre projet est implanté dans la wilaya de ADRAR .Cet ouvrage est destiné au stockage.

### **II.2. Caractéristiques :**

#### **✓ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Longueur totale du bâtiment : 72m
- Largeur totale du bâtiment : 48m
- Surface totale du hangar : 6 912 m<sup>2</sup>
- Hauteur totale hangar : 11.9m
- Hauteur des poteaux : 10m
- Hauteur de la toiture : 1.9m

#### **✓ Élément de l'ouvrage :**

- Toiture à multiple versants avec une pente de 9°
- Acrotère : 1.9 m
- Bardage (panneau sandwich).
- Poteaux, poutres, pannes, lisses de bardages sont des éléments métalliques

➤ Ouvertures :

La face principale du pignon on a deux (2) porte de  $(6 \times 5) \text{ m}^2$ .

La face secondaire du pignon on a huit (8) fenêtres de  $(2 \times 1) \text{ m}^2$

La face droite de long pan on n'a aucune ouverture.

La face gauche de long pan on a 12 fenêtres de  $(2 \times 1) \text{ m}^2$ .

- Portique : (poteaux + traverses) en profilé laminé.
- Dans le sens pignon on a deux portiques de 24 m.
- Dans le sens long pan on a douze (12) portiques de 6m

### II. 3 Les données relatives au site :

Lieu de réalisation : ADRAR

- Zone de neige : D ..... [R.N.V.2013].
- Zone du vent : II ..... [R.N.V.2013 'annexe1'].
- Site plat :  $C_t(z)=1$  ..... [R.N.V.2013].
- Catégorie du terrain : I ..... [R.N.V.2013].

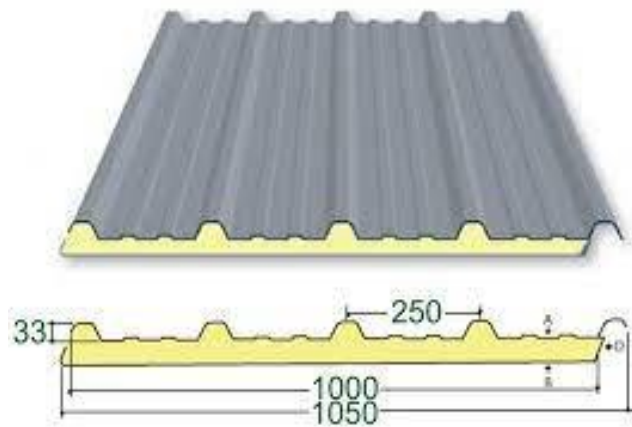
### II.4 La couverture :

La couverture sera réalisé, par des panneaux sandwichs, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués de:

- Deux tôles de parements intérieurs et extérieurs.
- Une âme en mousse isolante.
- Profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

- Isolation et l'étanchéité
- Bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.



**Figure II- 2 : Panneau sandwich.**

## **II.5 Les façades**

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

## **II.6 Bardage**

Le bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.

## **II.7 Contreventement**

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

## **II.8 Portique**

Structures hyperstatiques est composées d'éléments verticaux (poteaux) et horizontales (poutres). Assure la stabilité transversale les effets du vent, des charges permanentes, et des effets sismiques, il assure la stabilité transversale de la structure.

*Chapitre III :*  
*Etudes*  
*climatiques*

### **III.1 Introduction**

Tout ouvrage doit résister aux actions climatiques verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer le vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions principales. Le calcul des actions dues au vent sera mené conformément au règlement Neige et Vent du RNVA99. En effet, ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la construction
- De la forme géométrique de la construction
- Et de la rigidité de la construction

### **III. 2 Action de la neige :**

#### **III. 2.1 Objet et domaine d'application :**

Le RNV Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie située à une à une altitude inférieure à 2000 mètre. Au-delà de 2000 mètre le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

#### **III. 2.2 Action d'ensemble :**

La zone de ADRAR est classée en ZONE D donc pas de charge de neige, dans cette région plutôt du sable]. La charge de sable est le résultat de l'accumulation des grains des sables déposés par le vent sur la toiture.

#### **III. 2.3 action de la charge de sablé :**

Dans le cas des toitures inclinées, il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants (TB.5 p33 RNV). Nous avons deux toitures à grande pente (pente  $\theta > 5$ ). Alors pas de charge répartie sur la surface, les valeurs des charges linéaire noté  $q_1$  et  $q_2$  (en KN/ml ) et donnée par le RNV 2013 tableau 5 p 33.

Wilaya	Charge uniformément répartie (N/m <sup>2</sup> )	q1 (KN/ml)	q2 (KN/ml)
ADRAR	0.20	0.30	0.40

**Tableau III.1 Charge de sable dans la zone D**

### III.2.4 Calcul du coefficient de forme $\mu$ :

Les valeurs des coefficients de forme  $\mu$  données ci-après concernant les toitures de forme courante. Pour des formes particulières de toiture. Le cahier des charges doit être préciser la valeur à prendre en compte Pour notre construction on a une toiture a versant multiples symétrique avec l'inclinaison de la toiture  $\alpha=9^\circ$

( $\alpha$ )pente du versant (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient $\mu_1$	0,8	$0,8 \left( \frac{60-\alpha}{30} \right)$	0
Coefficient $\mu_2$	$0,8 + 0,8 \left( \frac{\alpha}{30} \right)$	1,6	-

**Tableau III-2 : coefficient de forme pour toiture a versant multiples**

#### Sans accumulation de sable :

$$\alpha = 9 \rightarrow 0 \leq \alpha \leq 30 \rightarrow \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times q_1 = 0,8 \times 0,30 = 0,24 \text{ KN /ml} \rightarrow \text{projection horizontal}$$

$$S = 0,24 \times \cos 9 = 0,237 \text{ KN /ml} \rightarrow \text{suivant rampant}$$

$$S_1 = 23,7 \text{ daN /ml}$$

$$S_1 = 237 \text{ N/ml}$$

#### Avec accumulation de sable :

$$\alpha = 9 \rightarrow 0 \leq \alpha \leq 30 \rightarrow \mu = 0,8 + 0,8 \left( \frac{\alpha}{30} \right) = 0,8 + 0,8 \left( \frac{9}{30} \right) = 1,04$$

$$S_2 = 1,04 \times q_2 = 1,04 \times 0,40 = 0,416 \text{ KN/ml}$$

$$S_2 = 41,6 \text{ daN /ml}$$

$$S_2 = 416 \text{ N/ml}$$

### III.3 Etude au vent :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude doit être effectuée pour la détermination des différentes actions dues au vent ceci dans toute la direction possible.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

Au pignon  $V_1$  : pour  $\begin{cases} b = 48\text{m} \\ h = 11,9\text{m} \end{cases}$

Au long pan  $V_2$  : pour  $\begin{cases} b = 72\text{m} \\ h = 11,9\text{m} \end{cases}$

La catégorie du terrain : I  $\rightarrow \begin{cases} K_T = 0,17 \\ Z_0 = 0,01\text{m} \\ Z_{\min} = 2\text{m} \end{cases} \quad \varepsilon=0,11 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} (K_T : \text{facteur du terrain.}) \\ Z_0: \text{paramètre de la rugosité} \\ Z_{\min}: \text{hauteur minimale} \end{cases}$

Notre zone du vent est : zone II  $\rightarrow Q_{ref}= 47.0 \text{ daN/m}^2$

Le site plat  $\rightarrow C_t(z)= 1$

#### III.3.1.Détermination de la pression statique du au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur une construction à la hauteur  $h$  est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j)$$

Tel que :

$C_d$  : est le coefficient dynamique de la construction.

$W(z_j)$  : est la pression nette.

##### II.3 .1 .1 Détermination de coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

$C_d$  est donné en fonction de

-  $B$  (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

- H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

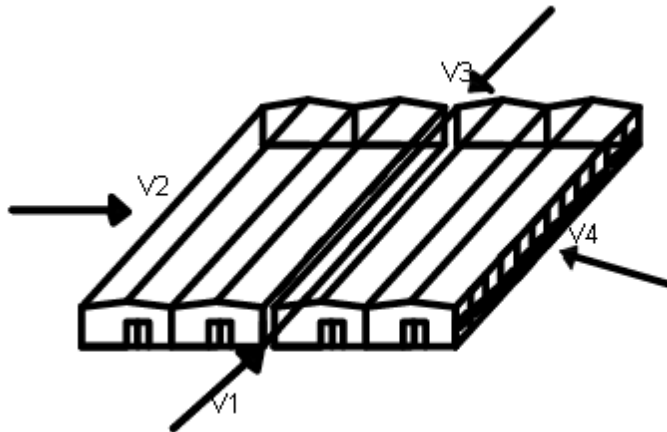


Figure III.1 :Les directions principales du vent.

Dans notre cas, on a une parfaite symétrie de la structure ce qui fait que on se limite à faire nos calculs dans seulement 2 sens V1 , V2 tq :  $V1 = V3$ ,  $V2 = V4$

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la figure 3.2 du RNVA99 pour la détermination du coefficient  $C_d$  pour chaque direction.

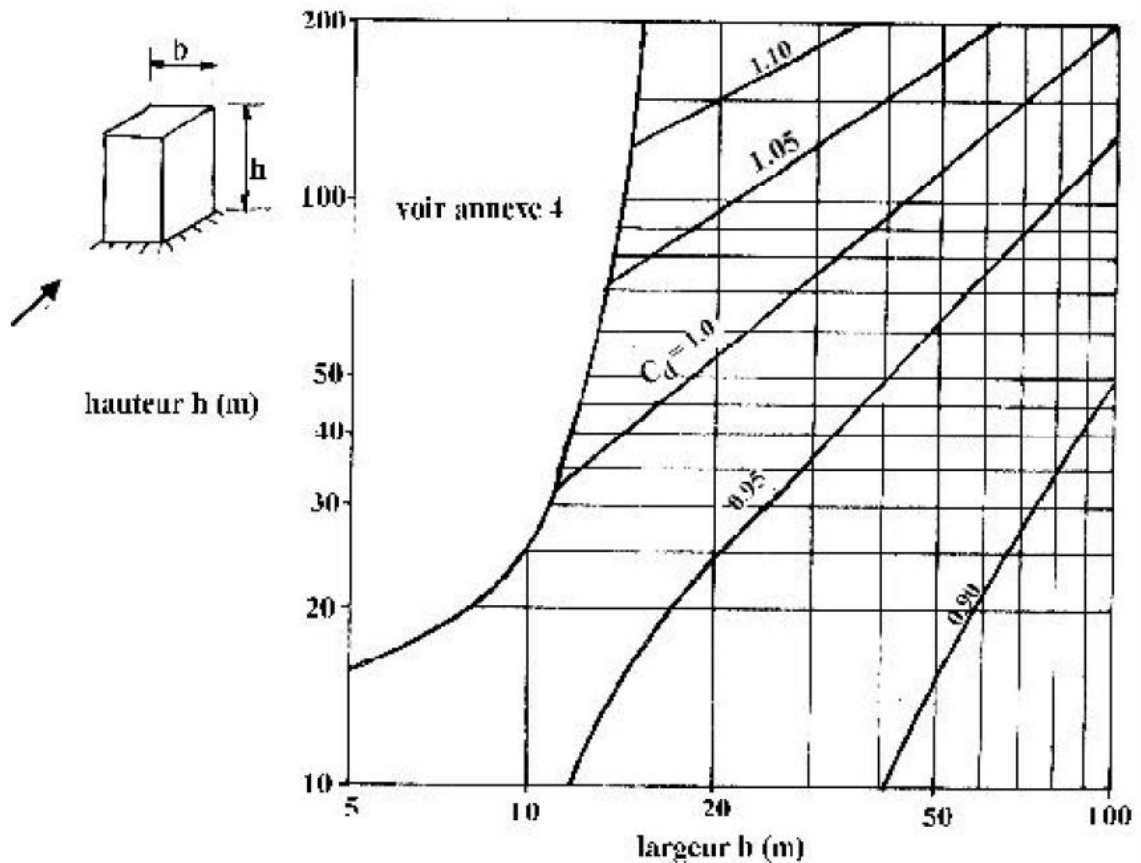


Figure III. 2: Valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques [RNV99] [2] .

✓ **Direction longitudinale du vent V1 :**

✓  $\begin{cases} \mathbf{b1 = 48m} \\ \mathbf{h = 11.9m} \end{cases}$  On aura :  $\mathbf{C_d=0.89}$

✓ **Direction transversale du vent V2:**

✓  $\begin{cases} \mathbf{b2 = 72m} \\ \mathbf{h = 11.9m} \end{cases}$  On aura :  $\mathbf{C_d=0.87}$

### III.3.2. Calcul de la pression :

D'après le règlement **RNV99**, les pressions sont calculées par la formule suivante :  
Tel que :

$$\mathbf{W(z_j) = Q_{dyn}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi})}$$

$Q_{dyn}(z_j)$  : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface.

$C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur.

$C_{pi}$  : coefficient de pression intérieur

#### II.3.2.1 Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$ :

La pression dynamique  $Q_{dyn}(z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par

$$\mathbf{Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) \dots\dots\dots [R.N.V.2013].}$$

Tel que :

$Q_{réf}=47.0 \text{ daN/m}^2$ . La pression dynamique de référence pour la construction permanente donnée par le tableau 2.3 RNV 2013 P 46 en fonction de la zone de vent

$C_e(z_j)$  : coefficient d'exposition au vent.

##### II.3.2.1.1 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$ :

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(Z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_t}{C_t \times C_r} \right] \text{ avec } \begin{cases} C_t = 1 \\ k_t = 0,17 \end{cases}$$

Où

- $K_T$  est le facteur de terrain
- $C_r$  est le coefficient de rugosité
- $C_t$  est le coefficient de topographie
- $z$  (en m) est la hauteur considérée.

### III.3.2.1.1.1 Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z < z_{\min}$$

tel que :

$$z_0 = 0,01 \text{ m}, z_{\min} = 2 \text{ m}$$

$z = 11,9 \text{ m}$  dans la toiture.

$z = 10 \text{ m}$  dans les parois verticales

Avec :

$C_r$  : est le Coefficient de rugosité

$K_t$  : est le facteur de terrain

$z$  : (en m) est la hauteur considérée.

$z_{\min}$  : (en m) est la hauteur minimale

$z_0$  : (en m) est le paramètre de rugosité

**CALCUL :**

**Parois verticales :**

- Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  :

$$C_r = 0.17 \times \ln \left( \frac{10}{0.01} \right) = 1.17$$

- Le coefficient d'exposition :

$$C_{ex} = (1)^2 \times (1.17)^2 \times \left( 1 + \frac{7 \times 0.17}{1 \times 1.17} \right) = 2.76$$

- Pression dynamique :

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) = 470 \times 2.76 = 1297.76 \text{ N/m}^2$$

- **Dans la toiture:**

- Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  :

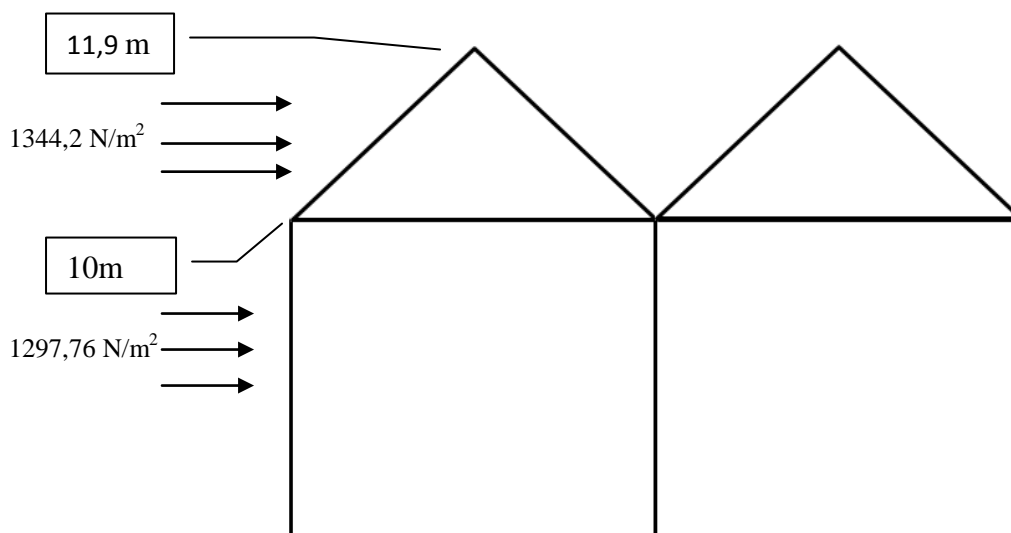
$$C_r = 0.17 \times \ln \left( \frac{11.9}{0.01} \right) = 1.2$$

- Le coefficient d'exposition :

$$C_{ex} = (1)^2 \times (1.2)^2 \times \left( 1 + \frac{7 \times 0.17}{1 \times 1.2} \right) = 2.86$$

- Pression dynamique :

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) = 470 \times 2.86 = 1344.2 \text{ N/m}^2$$



**Figure III.3 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur  $Z_e$ .**

### III.3.2.2 Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ :

La détermination de coefficient de pression  $C_{pe}$  est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.99]

$$C_{pe} = C_{pe1} \text{ si } S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \text{ si } 10 \text{ m}^2 < S < 100 \text{ m}^2$$

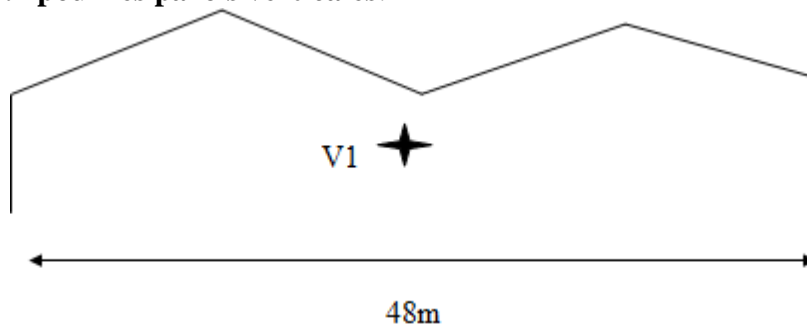
$$C_{pe} = C_{pe10} \text{ si } S \geq 100 \text{ m}^2$$

Tel que :

S: est la surface chargée de la paroi considérée en  $\text{m}^2$

#### III.3.2.2.1 Vent perpendiculaire au pignon (V1):

##### III.3.2.2.1.1 pour les parois verticales:



Pour cette direction du vent on a: 
$$\begin{cases} b = 48 \text{ m} \\ d = 72 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min [b, 2h] = 20 \text{ m} \rightarrow e = 20 \text{ m}.$$

$$\text{ona : } d = 72 \text{ m} > e = 20 \text{ m}.$$

Tel que :

- $A = e/5 = 20/5 = 4 \text{ m} \rightarrow \mathbf{A = 4 \text{ m}}$ .
- $A + B = e \rightarrow B = e - A = 20 - 4 = 16 \text{ m} \rightarrow \mathbf{B = 16 \text{ m}}$ .
- $C = d - e = 72 - 20 = 52 \text{ m} \rightarrow \mathbf{C = 52 \text{ m}}$ .

$$\text{et } \mathbf{D = E = 48 \text{ m}}$$

**Déterminations des surfaces:**

- $SA=10 \times 4=40\text{m}^2 \rightarrow SA=40\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $SB=10 \times 16=160\text{m}^2 \rightarrow SB=160\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $SC=10 \times 52=520\text{m}^2 \rightarrow SB=520\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .
- $SD=10 \times 48+24 \times 1.9=525,6 \text{ m}^2 \rightarrow SD=525,6\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ .

**Remarque :**

toutes les surfaces sont supérieures à  $10\text{m}^2$  donc la formule correspond est :

$$C_{Pe} = C_{pe} \mathbf{10}$$

Et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
$C_{pe}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Tableau III.3 : valeurs des coefficients  $C_{pe}$  des parois verticales**

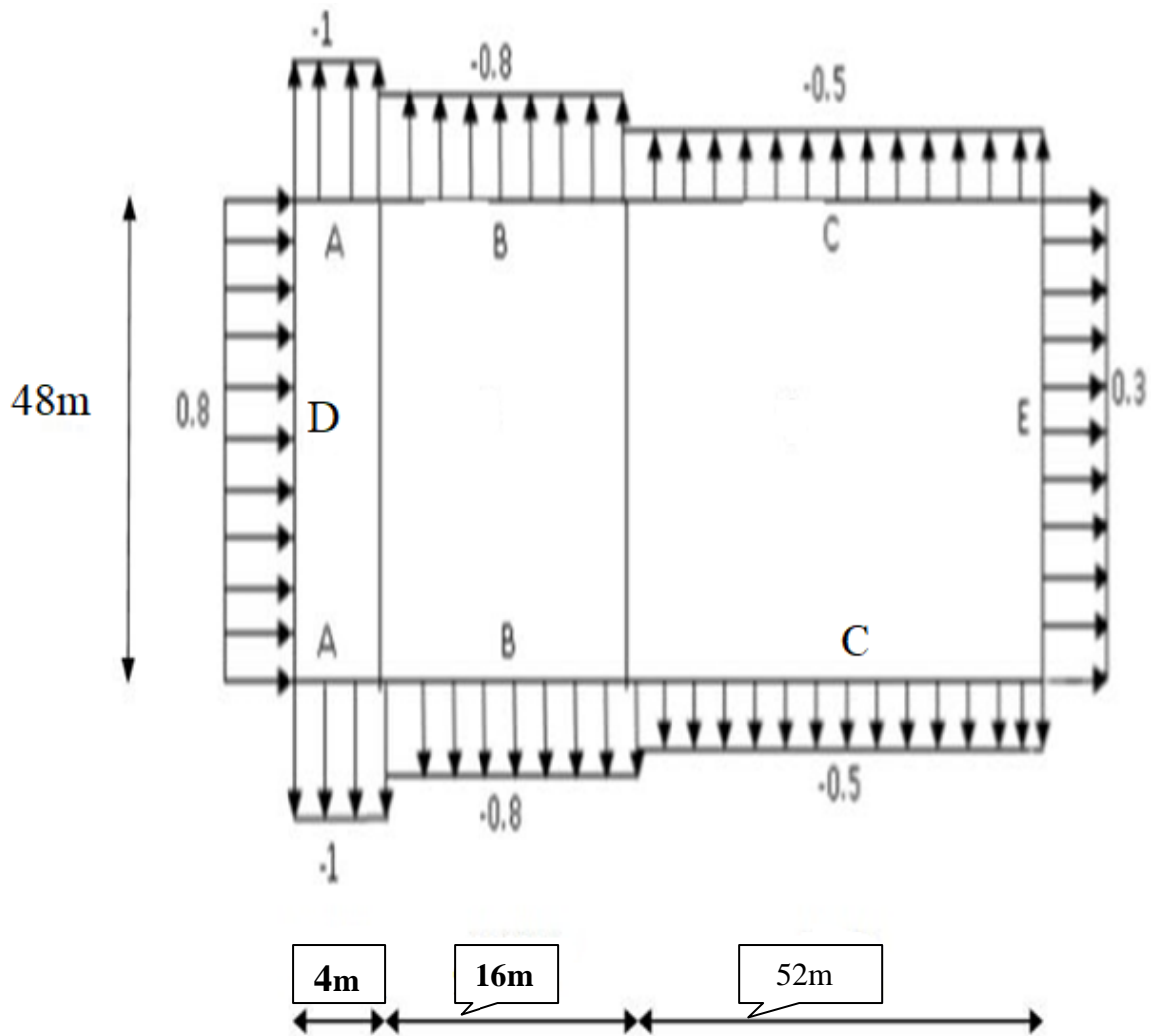


Figure III-4 : Cpe sur pigno

### III.3.2.2.1.2 pour la toiture

Dans notre cas la toiture est à multiple versants avec un angle  $\alpha=9^\circ$

$b=24\text{m}$ ,  $H=11,9\text{m}$ ,  $d=72\text{m}$

Et on a  $e= \min [b, 2h]=23,8\text{m} \rightarrow e=23,8\text{m}$ .

- **Détermination des surfaces**

$$SF=e/4 \times e/10 = 23,8 / 4 \times 23,8 / 10 = 14,16\text{m}^2$$

$$SG= (b/ 2 - e/4) \times e/10 = (24/ 2 - 23,8 / 4) \times 23,8 / 10 = 14.40 \text{ m}^2$$

$$SH = b/2 \times (e/2 - e/10) = 114.24 \text{ m}^2$$

$$SI = 721.2 \text{ m}^2$$

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \text{Log}_{10}(S)$$

On a  $\alpha = 9^\circ$

Zone	F	G	H	I
Surface(m <sup>2</sup> )	14,16	14.40	114.24	721.2
$C_{pe}$	-1.48	-1.84 -0.68	-0.68	-0.58

Tableau III. 4: Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V1.

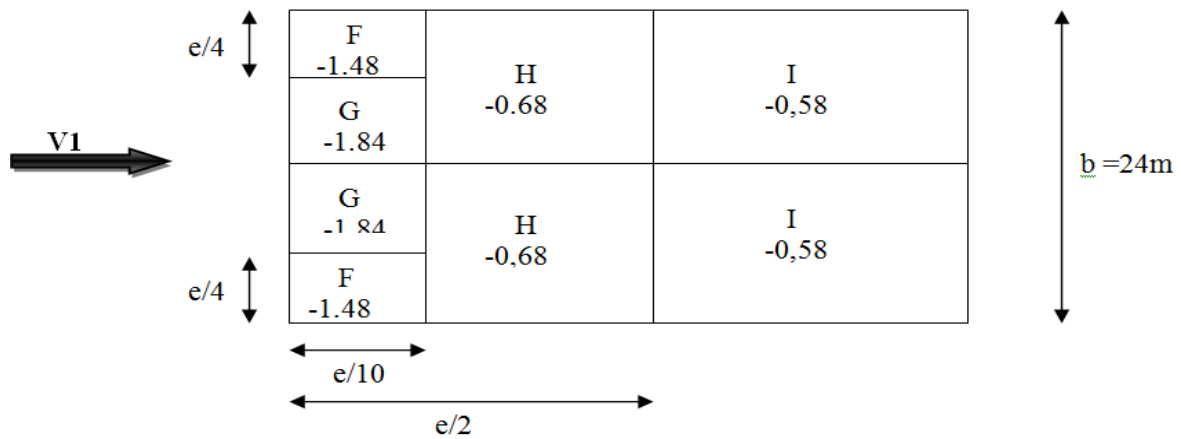


Figure III. 5: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales à la direction du vent V1 ( $\theta = 90^\circ$ ).

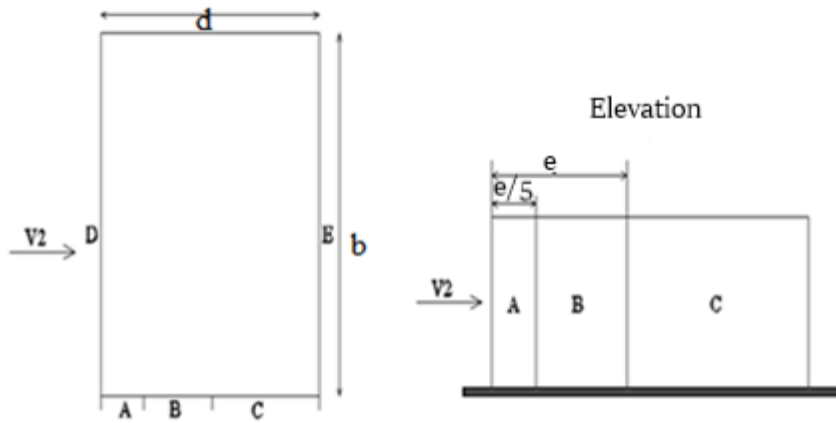
### III.3.2.2.2 Vent perpendiculaire au long pan (V2):

#### III.3.2.2.2.1 pour les parois verticales

Pour cette direction du vent on a :  $b = 72 \text{ m}$ ,  $d = 48 \text{ m}$ ,  $h = 10 \text{ m}$

Et  $e = \min [b, 2h] = 20 \text{ m} \rightarrow e = 20 \text{ m}$

Et on a :  $d = 48 \text{ m} > e = 20 \text{ m}$ .



**Figure III.6 : Dimension des zones verticales**

On a

$$A=e/5=20/5=4 \text{ m}$$

$$A+B=e \rightarrow B=e-A=20-4=16 \text{ m}$$

$$C=d-e=48-20=28\text{m}$$

$$\text{et } D = E = 72 \text{ m}$$

- **Déterminations des surfaces:**

- •  $SA=10 \times 4=40\text{m}^2$
- •  $SB=10 \times 16=160 \text{ m}^2$
- •  $SC=10 \times 28=280 \text{ m}^2$
- •  $SD=SE=10 \times 72=720\text{m}^2$

$$\text{On a } \begin{cases} SA = 40\text{m}^2 > 10 \text{ m}^2 \\ SB = 160\text{m}^2 > 10 \text{ m}^2 \\ SC = 280\text{m}^2 > 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieurs à 10m<sup>2</sup> donc la formule correspond est :  $C_{Pe} = C_{pe}10$

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  on s'est référé au tableau (5-1RNV 99P65)

Et les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

	A	B	C	D	E
$C_{pe10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
$C_{Pe}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau III. 4: Valeur de  $C_{pe}$

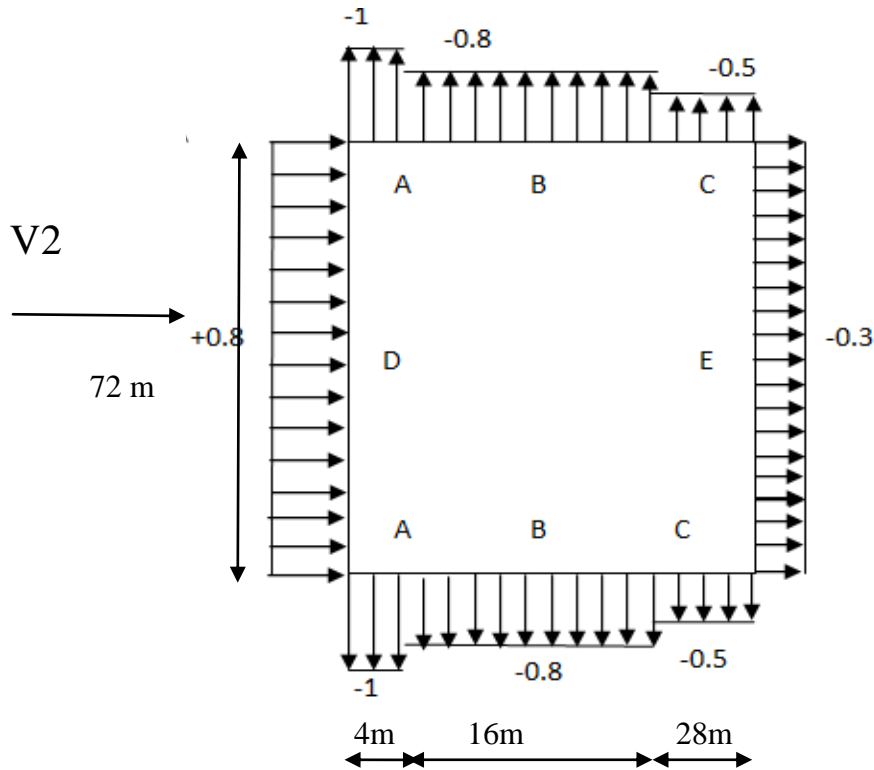


Figure III-7 :  $C_{pe}$  sur long pan

### III.3.2.2.2 pour la toiture :

Pour un vent V2 perpendiculaire à la génératrice, pour des surfaces à  $10 \text{ m}^2$ , on prendra Toitures dont les versants sont à pente positive Les valeurs de  $C_{pe}$  d'une toiture à un versant correspondant à  $\Theta=0^\circ$  pour le premier versant .

$$b=72\text{m } d=48\text{m } h=11,9\text{m } e=\min[b,2h]=23,8\text{m}$$

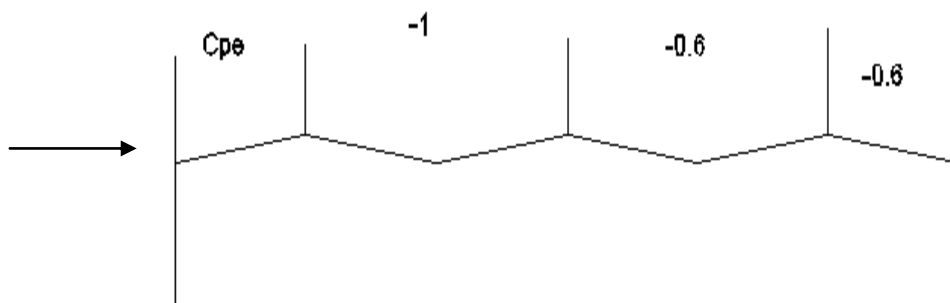


Figure III.8: légende pour les toitures a versants multiples

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour  $\alpha=5^\circ$  et  $\alpha=15^\circ$  tirées du tableau 5.4 RNVA99 ( $\theta=90^\circ$ ).

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

**Calcul des surfaces:**

$$SF = 14.16 \text{ m}^2$$

$$SG = 143.04 \text{ m}^2$$

$$SH = 692.64 \text{ m}^2$$

$$SJ = 1728 \text{ m}^2$$

$$SI = 864 \text{ m}^2$$

on a l'angle de versant  $\alpha=9^\circ$

Zone	F	G	H	J	I
Surface(m <sup>2</sup> )	14.16	143.04	692.64	1728	864
$C_{pe}$	-1.38	-1.04	-0.48	-1	-0.6

**Tableau III.6 : Valeur de  $C_{pe}$  pour la toiture sens V2.**

F=-1.38			
G=-1.04	H=-0.48	J=-1	I=-0.6
F=-1.38			

**Figure III.9: Valeurs de  $C_{pe}$  pour le versant de toiture à la direction du vent V2.**

### III.3.2.3 Détermination de coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ :

On détermine l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qui est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surface des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\Sigma \text{des surface de toutes les ouvertures}}$$

$\mu_p=1$  dépression intérieure  $C_{pi}=-0,5$  (Voir figure 5.15 du RNV A99).

- **1er cas :**

Si les fenêtres sont fermées et les portes sont ouvertes, l'air va s'engouffrer vers l'intérieur et ne peut ressortir par les fenêtres et toutes les faces internes des parois extérieures du bâtiment subiront des surpressions correspondant à :

$$\mu_p = \frac{2 \times (5 \times 6)}{2 \times (5 \times 6)} = 1 \longrightarrow C_{pi} = -0.5$$

- **2eme cas :**

Si les fenêtres sont ouvertes et les portes sont ouvertes, l'air rentre vers l'intérieur par la porte et une partie ressort par les fenêtres et toutes les faces internes des parois extérieures du bâtiment subiront des dépressions correspondant à :

$$\mu_p = \frac{8(2 \times 1) + 2 \times (5 \times 6)}{2 \times (5 \times 6) + 8(2 \times 1) + 12(2 \times 1)} = 0.76 \longrightarrow C_{pi} = +0.3$$

- **3eme cas :**

Si les fenêtres et les portes sont fermées,

$$\mu_p = \frac{0}{0} = 0 \longrightarrow C_{pi} = 0.8.$$

Les cas les plus défavorables sont :  $\begin{cases} C_{pi} = +0.8 \\ C_{pi} = -0.5 \end{cases}$

- **Détermination de la pression  $Q_j$**
- **Vent perpendiculaire au pignon (direction V1)**

**Parois verticales :**

Zones	$C_d$	$Q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$Q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0,89	1297,76	-1	-0,5	-0,5	-648,88	-577,5
B		1297,76	-0,8		-0,3	-389,33	-346,5
C		1297,76	-0,5		0	0	0
D		1297,76	+0,8		+1,3	1687,09	1501,51
E		1297,76	-0,3		0,2	259,55	230,99

**Tableau III.7: Valeurs de  $q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = -0,5$ .**

**Toiture :**

$\mu_p = 1$ , dépression intérieur  $C_{pi} = -0,5$ ; vent de direction V1 (perpendiculaire au Lang-pan),  $\Theta = 0^\circ$

Zones	$C_d$	$Q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$Q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0,89	1344,2	-1,38	-0,5	-0,88	-1182,89	-1052,77
G		1344,2	-1,04		-0,54	-725,87	-646,02
H		1344,2	-0,48		0,02	26,88	23,92
J		1344,2	-1		-0,5	-672,1	-598,17
I		1344,2	-0,6		-0,1	-134,42	-119,63

**Tableau III.8: Valeurs de  $Q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi} = -0.5$ .**

- **Vent perpendiculaire au long pan (direction V2 )**

**Parois verticale:**

Zones	$C_d$	$Q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$Q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A	0.87	1297,76	-1	+0,8	-1,8	-2335,97	-2032,29
B		1297,76	-0,8		-1,6	-2076,42	-1806,49
C		1297,76	-0,5		-1,3	-1687,09	-1467,77
D		1297,76	+0,8		0	0	0
E		1297,76	-0,3		-1,1	-1427,54	-1241,96

**Tableau III. 9: Valeurs de  $Q_j$  correspondant à chaque zone des parois avec :  $C_{pi} = +0.8$ .**

**Toiture :**

$\mu_p = 0$ , dépression intérieur  $C_{pi} = +0,8$ ; vent de direction V2 (Perpendiculaire au Lang-pan),  $\Theta = 0$

Zones	$C_d$	$Q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )	$Q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.87	1344,2	-1,38	+0,8	-2,18	-2930,36	-2549,41
G		1344,2	-1,04		-1,84	-2473,33	-2151,8
H		1344,2	-0,48		-1,28	-1720,58	-1496,9
J		1344,2	-1		-0,2	-268,84	-233,89
I		1344,2	-0,6		0,2	268,84	233,89

**Tableau III.10: Valeurs de  $Q_j$  correspondant à chaque zone de la Toiture avec :  $C_{pi} = +0.8$ .**

**III.3.3 Détermination de la force de frottement:**

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit  $d/b \geq 3$ , est  $d/h \geq 3$ .

$b$  : en (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent.

$h$  : en (m) est la hauteur de la construction.

$d$  : en (m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (Q_{dyn}(z_j) \times C_{fr} \times S_{fr,j})$$

Où :

- $j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction de vent.
- $Z_j$  : (en m) est la hauteur de centre de l'élément  $j$ .
- $Q_{dyn}$  : (en  $N/m^2$ ) est la pression dynamique de vent .
- $S_{fr,j}$  : (en  $m^2$ ) est l'aire de l'élément de surface  $j$  .
- $C_{fr}$  : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$
- On a un état de surface très rugueux (nervures) alors  $C_{fr,j} = 0.04$

**Vent perpendiculaire au pignon :**

$$\frac{d}{h} = \frac{72}{11,9} = 6,05 > 3 \text{ OK}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{72}{48} = 1,5 < 3 \text{ NON}$$

Les forces de frottement doivent être calculées.

**Calcul de force de frottement**

**Paroi verticale**

$$S_{fr} = (72 \times 10) \times 2 = 1440 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1297,76 \times 0,04 \times 1440 = 74750,97 \text{ N.}$$

**Versant de toiture**

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos \alpha} d = \frac{24}{\cos 9} \times 2 \times 72 = 3499,4 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1344,2 \times 0,04 \times 3499,4 = 188155,74 \text{ N.}$$

Donc la force de frottement est

$$F_{fr} = 74750,97 + 188155,74 = 262906,71 \text{ N}$$

#### **III.4 Action de la charge sismique :**

La wilaya de **ADRAR** est classée par le règlement parasismique algérien **RPA 2003** comme une zone à sismicité négligeable, notée **ZONE 0**.

Alors une justification parasismique n'est pas nécessaire pour ce projet.

*Chapitre IV :*  
*Pré dimensionnement*  
*des éléments*

## Introduction

Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

### 1 Les pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatique.

Elles sont réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z),(U), ( $\Sigma$ )

- On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

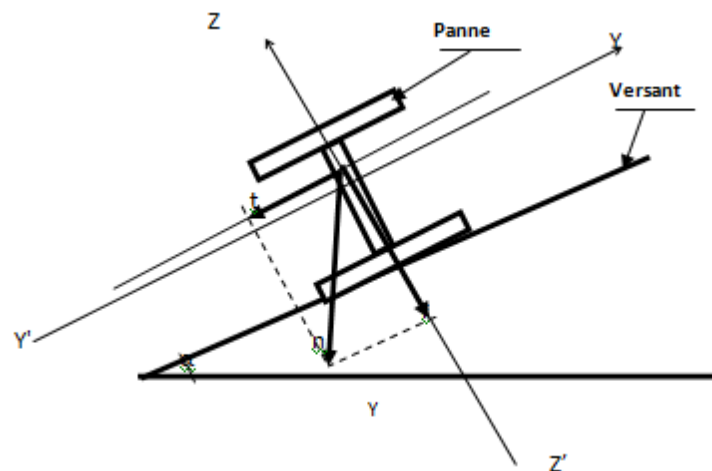


Figure IV. 1: Disposition de la panne.

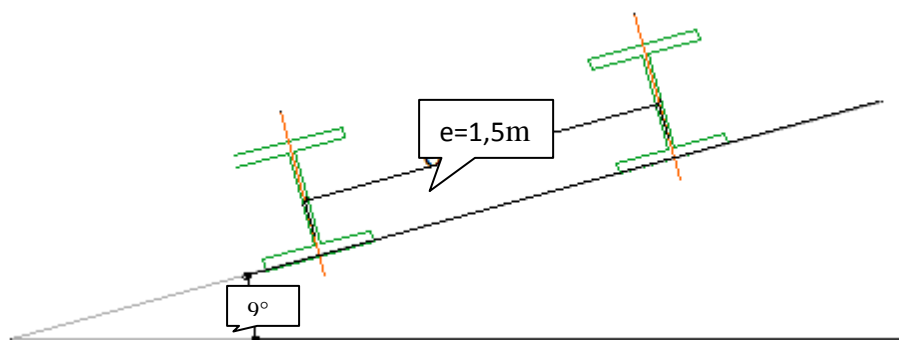


Figure IV. 2 : La pente de calcul.

### Principe de calcul:

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

### 1.1 Dimensionnement des pannes

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance  $L=6\text{m}$

La distance entre axes des pannes dans le plan du versant est de  $e=1,5\text{m}$  on aura alors 8 pannes sur chaque versant de toiture.

L'inclinaison de chaque versant est  $\alpha=9^\circ$ .

Les pannes sont en acier S235.

- $f_y=23.5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite élasticité d'acier)
- $E=21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

### 1.2 Evaluation des charges et surcharges

#### a) Les charges variables

##### 1) Surcharges du vent (V)

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale perpendiculaire au versant et chargée en zone F de la toiture :

on a :  $W= -1182,89 \text{ N/m}^2$  (tableau III. 8)

D'où:  $W= -1182,89 \times e = -1182,89 \times 1,5 = -1774,34 \text{ N/ml}$

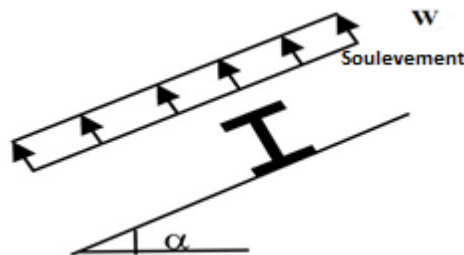


Figure IV. 3 : Schéma statique des surcharges climatique du vent V sur les pannes.

## 2) Surcharge Du sable :

La surcharge du sable est en fonction de site d'implantation de la construction et de la forme de toiture.

$$S = 0.20 \text{ N/m}^2 \text{ (Tableau III. 1)}$$

$$S = 0.20 \times 1,6 = 0.32 \text{ N/ml}$$

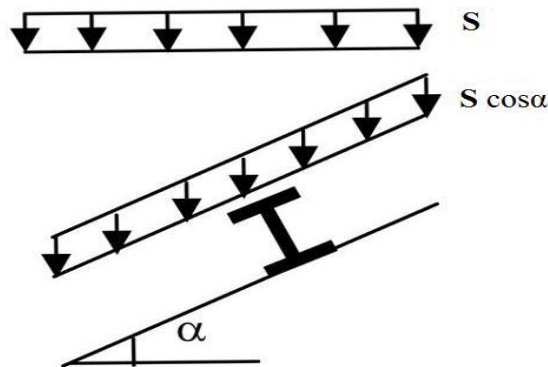


Figure IV.4: Schéma statique des surcharges climatique de sable sur les pannes.

## 3) Surcharges d'entretien (E)

Dans le cas des toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

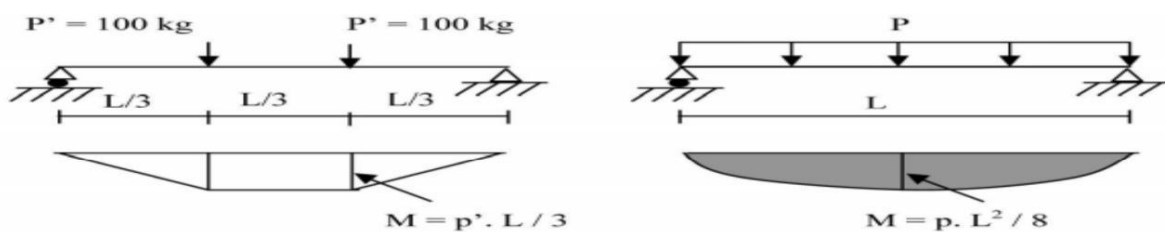


Figure IV.5: Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.

$$E = \frac{8P}{3L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml} = 444,4 \text{ N/ml}$$

## b) Les charges permanentes G:

Poids propre du panneau sandwich  $P_{tole}$  ..... 10.05Kg/m<sup>2</sup>.

Poids propre d'accessoires d'attaches ..... 3Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre des pannes estimée ..... 10.4Kg/ml

$$G_p = [(P_{tole+}) \times e] + P_{panne}$$

$$G_p = [(10.05 + 3) \times 1.6] + 10.4 = 34.48 \text{ Kg /ml}$$

$$G_p = 34,48 \text{ daN/ml} = 344,8 \text{ N/ml}$$

### C) Combinaison des charges :(ELU)

Actions vers le bas : ↓

$$Q_{z.sd} = 1.35G + 1.5E = 1.35 (344,8) + 1.5 (444,4) = 1132,08 \text{ N/ml.} \downarrow$$

$$Q_{z.sd} = 1.35G + 1.5S = 1.35 (344,8) + 1.5 (0.32) = 465,96 \text{ N/ml.} \downarrow$$

Actions vers le haut : ↑

$$Q_{z.sd} = G \cos(\alpha) - 1.5V = 344,8 \cos(9^\circ) - 1.5 (1892,63) = -2498,39 \text{ N/ml.} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G \sin(\alpha) = 1.35 \times 344,8 \sin(9^\circ) = 459,75 \text{ N /ml.} \leftarrow$$

- On prend les combinaisons les plus défavorables :

$$zz' \rightarrow Q_{z.sd} = -2498,39 \text{ N/ml.}$$

### Pré dimensionnement des pannes :(ELS)

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2,498 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21000 \times 3} = 669,21 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 160**

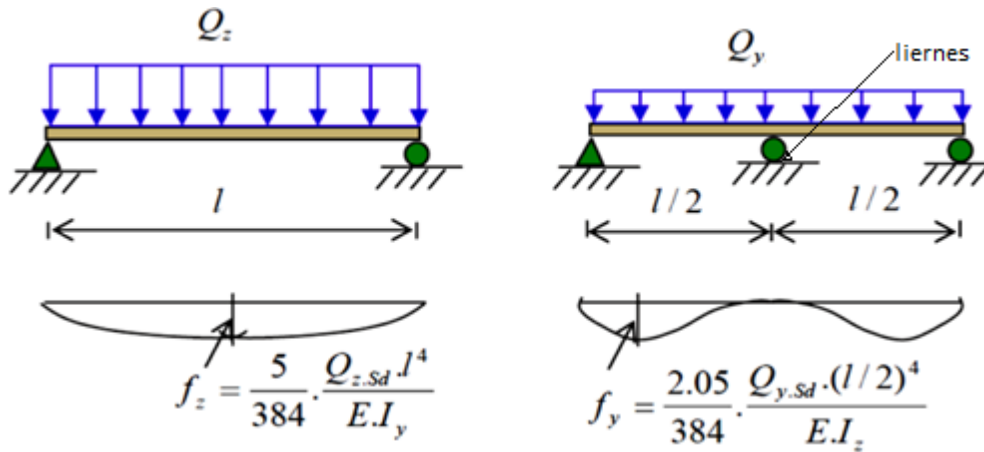


Figure IV.6: Panne continues avec liernes à mi- portée

A l'ELS ; la section correspondante d'après le tableau des profils est un IPE 160 avec :

$$I_y = 911 \text{ cm}^4 \text{ et } I_z = 107 \text{ cm}^4$$

Donc le profile qui correspond est un IPE 160 dont les caractéristiques sont résumées comme suit:

$-I_y = 911 \text{ cm}^4$	$-h = 160 \text{ mm}$	$-d = 117 \text{ mm}$	$-W_{ely} = 114 \text{ cm}^3$
$-I_z = 107 \text{ cm}^4$	$-b = 70 \text{ mm}$	$-r = 12 \text{ mm}$	$-W_{elz} = 22.6 \text{ cm}^3$
$-A = 21.7 \text{ cm}^2$	$-t_w = 5.5 \text{ mm}$	$-A_{vz} = 10 \text{ cm}^2$	$-W_{ply} = 132 \text{ cm}^3$
$-G = 17 \text{ kg/m}$	$-t_f = 9.5 \text{ mm}$	$-A_{vy} = 13.3 \text{ cm}^2$	$-W_{plz} = 41.5 \text{ cm}^3$

- **Evaluation des charges:**

**charges permanentes**

- Poids de toiture :  $G1 = 10,05 \text{ Kg/m}^2$
- Poids de l'accessoire :  $G2 = 3 \text{ Kg/m}^2$
- Le poids propre de la panne:  $G3 = 17 \text{ Kg/ml}$
- $G = (G1 + G2) \times e + G3 = (10,05 + 3) \times 1,6 + 17 = 37,88 \text{ N/ml}$

**1.3 Combinaison d'action a L'ELU**

**Action vers le bas:**

$$Q_{z.sd} = 1132,08 \text{ N/ml.} \downarrow$$

$$Q_{z.sd} = 465,96 \text{ N/ml.} \downarrow$$

**Action vers le haut :**

$$Q_{z,sd} = -2498,39 \text{ N/ml.} \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 459,75 \text{ N/ml.} \leftarrow$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

$$zz' \rightarrow Q_{z,sd} = -2498,39 \text{ N/ml.}$$

### Déversement de l'élément:

$$Q_{z,sd} = -2498,39 \text{ N/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = 459,75 \text{ N/ml.}$$

$$\text{Axe Z-Z : } M_{y,sd} = \frac{qz \times L^2}{8} = \frac{-2498,39 \times (6)^2}{8} = -11242,75 \text{ N.m}$$

$$\text{Axe Y-Y : } M_{z,sd} = \frac{qy \times (L/2)^2}{8} = \frac{459,75 \times (6/2)^2}{8} = 517,22 \text{ N.m}$$

## 1.4 Vérification à l'état limite ultime

### 1.4.1 vérification à la flexion déviée

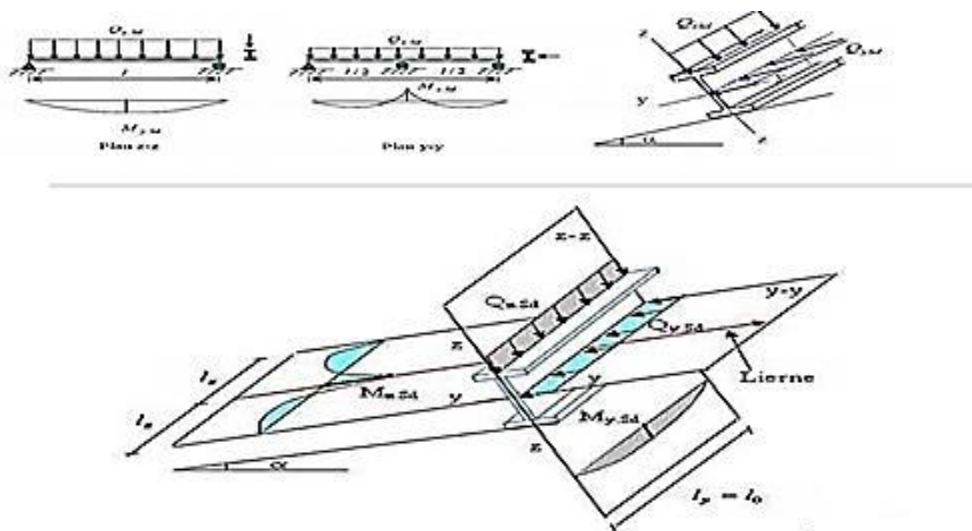


Figure IV.7: Panne de toiture en flexion

Pour la vérification à la flexion on utilise la condition suivante:

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \text{ EC03 Art 5.4.8.1}$$

Où :  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais

qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section en **I** et en **H** :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$

Avec :  $n=N_{sd}/N_{plrd}=0$  ; donc :  $\beta=1$

### la classe de profile

Donc la section IPE 160 est de classe 1

$$W_{ply} = 132 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 41,5 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{132 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 28,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = 28200 \text{ N.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{41,5 \times 10^{-3} \times 235}{1,1} = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = 8860 \text{ N.m}$$

On a :

$$M_{ysd} = -11242,75 \text{ N.m}$$

$$M_{zsd} = 517,22 \text{ N.m}$$

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{-11242,75}{28200} \right]^2 + \left[ \frac{517,22}{8860} \right]^1 = 0,21 < 1 \text{ Vérifiée}$$

$\Rightarrow$  la section **IPE160** est vérifiée à l'ELU

Donc en présence de liernes au milieu, l'**IPE160** est suffisant en calcul plastique.

Alors ; l'**IPE160 avec liernes** est retenu comme section pour les pannes,

On rappelle que la solution avec liernes est en général plus économique.

### 1.4.2 vérification au cisaillement:

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd}$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

$V_{ysd}$ : effort tranchant dans le plan de la semelle

$V_{zsd}$ : effort tranchant dans le plan de l'âme

$V_{plyRd}$ : résistance plastique de la section a l'effort tranchant

$V_{plzRd}$ : résistance plastique a l'effort tranchant

$A_{vz}$  et  $A_{vy}$  :aire de cisaillement (profilé IPE 160) en cm<sup>2</sup>

$Y_{M0} = 1.1$ : facteur de résistance en section

$$A_{vz} = 10\text{cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{vy} = 13.3\text{cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{10 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 12334,3\text{daN} = 123343\text{N}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{13.3 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 16404,62\text{daN} = 164046,2 \text{ N}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{2498,39 \times 6}{2} = 7495,17 \text{ N}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times Q_{ysd} \times l/2 = 0.625 \times 459,75 \times 6/2 = 862,03 \text{ N}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

### 1.4. 3 vérifications au moment fléchissant (déversement):

#### Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne

(fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure).

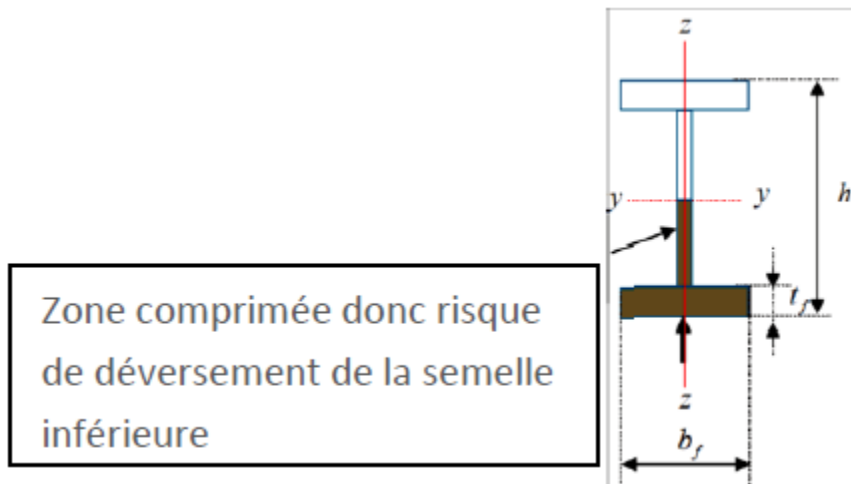


Figure IV.8 : illustration de la zone comprimée

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{b\text{rd}}} + \frac{M_{z\text{sd}}}{M_{Plz\text{rd}}} \leq 1$$

$$M_{b\text{rd}} = \chi_{lt} \beta_w \frac{W_{Pl\text{rd}}}{\gamma M_0}$$

Avec :

$\beta_w = 1$  section de classe 1 et  $\gamma M_0 = 1.1$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{(C1)^{0,5} \left[ 1 + 1/20 \left( \frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

avec :  $C1 = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{1,84}}{(1.132)^{0,5} \left[ 1 + 1/20 \left( \frac{600/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25}} = 163,41$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

avec :  $\lambda_1 = 93,9$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{163,41}{93,9} \sqrt{1} = 1,74$$

Calcul de  $X_{lt}$  :

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^0,5}$$

Avec :  $\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$

$\alpha_{LT}$ : facteur d'imperfection pour le déversement

on a :  $\frac{h}{b} = \frac{160}{70} = 2,28 \implies$  courbe a  $\implies \alpha_{LT} = 0,21$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1,74 - 0.2) + 1,74^2] = 2,19$$

$$X_{lt} = 0,34$$

$$M_{bRd} = 0,34 \times 1 \times 28200 = 9588 \text{ N.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{11242,75}{9588} + \frac{517,22}{8860} = 1,23 > 1 \text{ condition non vérifiée}$$

Après avoir essayé le IPE160 qui ne sont pas vérifié on a opté pour **IPE 200**

$$G \text{ (Kg/m)} = 22.4 \quad h \text{ (mm)} = 200 \quad b \text{ (mm)} = 100 \quad d \text{ (mm)} = 159$$

$$t_w \text{ (mm)} = 5.6 \quad t_f \text{ (mm)} = 8.5 \quad A \text{ (cm}^2\text{)} = 28.5 \quad I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 1943.2$$

$$I_z \text{ (cm}^4\text{)} = 142.31 \quad W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)} = 221 \quad W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)} = 44.6 \quad i_y \text{ (cm)} = 5,74$$

$$i_z \text{ (cm)} = 2.24 \quad W_{ely} \text{ (cm}^3\text{)} = 194.3$$

On a :  $W_{pl;y} = 221 \text{ cm}^3$  et  $W_{pl;z} = 44.6 \text{ cm}^3$

$$M_{ply; Rd} = W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = 221 \times \frac{235}{1,1} = 47213,63 \text{ N}$$

$$M_{plz; Rd} = W_{plz} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = 9528,18 \text{ N}$$

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{plz}}{\gamma_{M0}} = 0,34 \times 1 \times 47213,63 = 16052,63 \text{ N.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{11242,75}{16052,63} + \frac{517,22}{9528,18} = 0,75 < 1 \text{ vérifiée}$$

Donc on adopte un IPE200

## 1.5 Vérification à l'état limite de service

### 1.5.1 vérification à la flèche

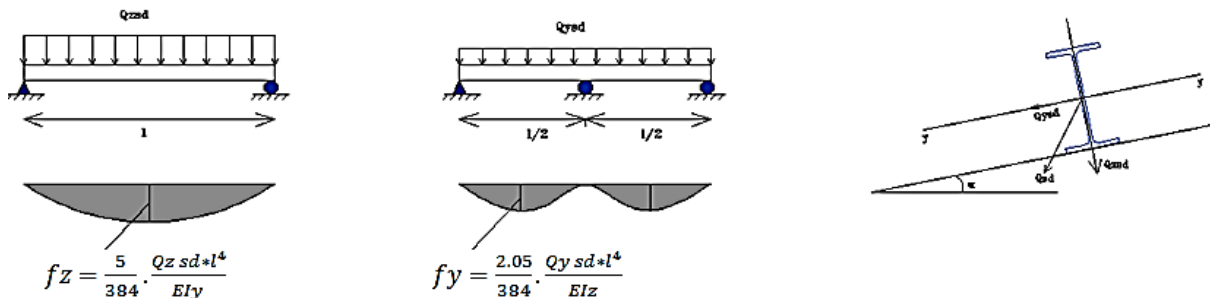


Figure IV.9: vérification de la flèche

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{avec } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$Q_{z.sd} = -2498,39 \text{ N/ml.}$$

$$Q_{y.sd} = 459,75 \text{ N/ml.}$$

Flèche verticale ( suivant  $zz'$  ) :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5Q_{z.sd}}{384EI_y} l^4 = \frac{5 \times 2498,39 \times 10^{-3}}{384 \times 2,1 \times 1943,2} \times 600^4 = 1,033 \text{ cm} < 3$$

.....condition vérifiée

### Conclusion

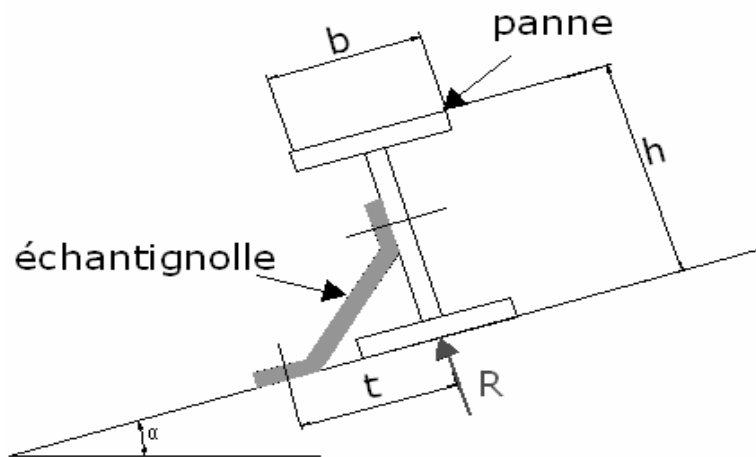
Le profile laminé choisi (IPE 200) est vérifiée à l'état limite ultime et sévices donc vérifié a la sécurité a la sécurité et convient comme panne de toiture.

## 1.6 Etude de l'échantignole

### Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$



**Figure IV.10: disposition de l'échantignolle**

Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z;sd} = G \cos \alpha - 1.5V$$

$$G = (G_1 + G_2) \times e + G_3 = (100,5 + 30) \times 1,6 + 224 = 432,8 \text{ N/ml}$$

$$Q_{z;sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 432,8 \cos 9 - 1,5 \times 1892,63 = -2411,47 \text{ N/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y;sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 432,8 \sin 9 = 577,08 \text{ N/ml}$$

**Pour un IPE 200:**  $b = 9.1 \text{ cm}$  et  $h = 20 \text{ cm}$

$$9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm} \text{ soit } t = 11 \text{ cm}$$

**Echantignolle de rive**

$$R_z = Q_{zsd} (l/2) = 2411,47 \times (6/2) = 7234,41 \text{ N}$$

$$R_y = Q_{ysd} (l/2) = 577,08 \times (6/2) = 1731,24 \text{ N}$$

**Echantignolle intermédiaire**

$$R_z = 2 \times R_z = 2 \times 7234,41 = 14468,82 \text{ N}$$

$$R_y = 2 \times R_y = 2 \times 1731,24 = 3462,48 \text{ N}$$

**Moment de renversement**

$$M_R = R_z \times t + \frac{R_y \times h}{2} = 14468,82 \times 11 + \frac{3462,48 \times 20}{2} = 193781,82 \text{ N.cm}$$

### 1.6.1 Dimensionnement de l'échantignolle

la section travaillant à la flexion simple doit satisfaire la formule suivante

$$M_{Sd} \leq M_{el;Rd}$$

$$M_{el;Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

### 1.6.2 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

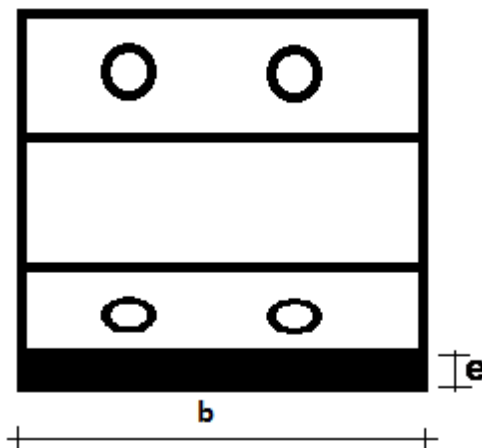


Figure IV.11: Dimensions de l'échantignolle

$$W_{el} \geq \frac{M_R \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{19378,182 \times 1,1}{2350} = 9,07 \text{ cm}^3$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle on va être soudée l'échantignolle

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = 2,44 \text{ cm}$$

### 1.7 Calcul de la lierne

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

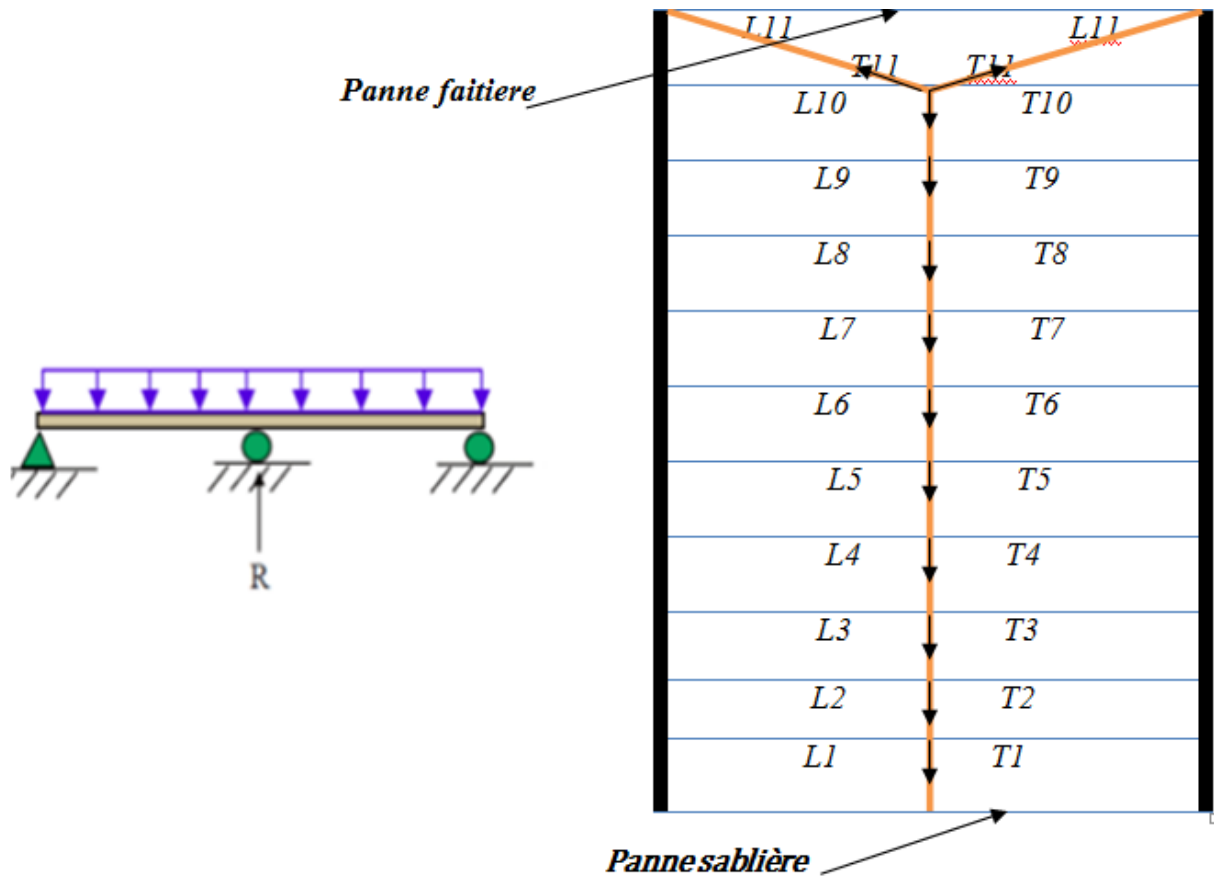


Figure IV.12: Dispositions des liernes.

### 1.7.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

La réaction R au niveau du le lierne :

$$R = 1.25 Q_y \times l/2 = 1.25 \times 459,75 \times 6/2 = 1724,06 \text{ N}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>1</sub> provenant de la panne sablière :

$$T_1 = R/2 = 862,03 \text{ N}$$

Effort dans le tronçon L<sub>n</sub> :

$$T_n = T_1 + (n-1)R$$

Effort dans le tronçon L<sub>11</sub> :

$$T_{11} = 862,03 + (11-1)1724,06 = 18102,63 \text{ N}$$

Effort dans les diagonales L<sub>12</sub> :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \Rightarrow \theta = 28,07^\circ$$

$$2 T_{12} \sin \theta = T_{11}$$

$$T_{12} = T_{11} / 2 \sin 28.07^\circ$$

$$T_{12} = 19235,6 \text{ N}$$

### 1.7.2 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est T12.

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{1,1 \times 19,2356}{23,5} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,90}{3,14}} \implies \phi \geq 1 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 12 \text{ mm}$

### 2 lisse de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

### Modes de fonctionnement :

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens d'une plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement.

Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée.

Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calculs à l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien qui dimensionnent) .par conséquent, la vérification à L'ELS ne doit jamais être omis.

## 2.1 Dimensionnement de la lisse

Chaque lisse repose sur deux appuis de distance

$L = 6\text{m}$  sur le long pan

$L = 6\text{m}$  sur le pignon

Le porté entre axe des lisses  $e = 2\text{m}$  (espace entre 2 lisses).

On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

Les pannes sont en acier S235.

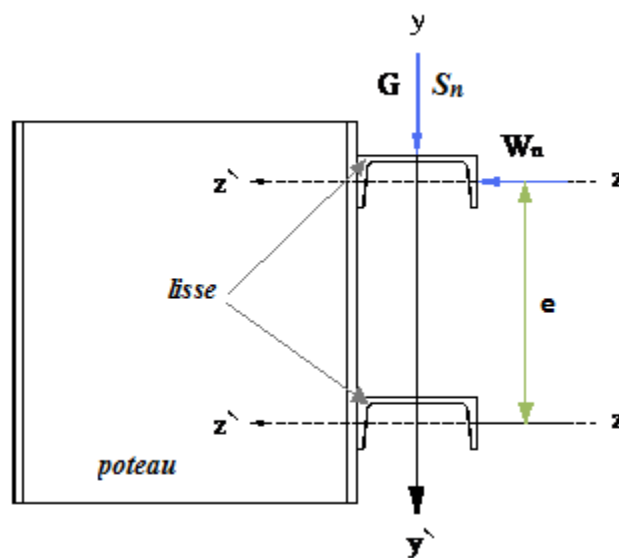


Figure : IV. 13 Disposition de la lisse de bardage.

## 2.2 Vérification de la lisse de long pan

### 2.2.1 Détermination de la section de la lisse

le vent :

$$v = 1052,77 \times 2 = 2105,54 \text{ N/ml}$$

### les charges permanentes

$$\text{Bardage: } G_1 = 8,80 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Le poids propre de l'accessoire: } G_2 = 3 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids propre des lisses estimée } G_3 = 9,82 \text{ Kg/ml}$$

$$G = (G_1 + G_2) \times e + G_3 = (8,8 + 3) \times 2 + 9,82 = 33,42 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 334,2 \text{ N/ml}$$

## Combinaison des charges ELS

On prend les combinaisons les plus défavorables

$$yy': G = 334,2 \text{ N/ml}$$

$$zz': \text{ sur le long pan: } 2105,54 \text{ N/ml}$$

Dans notre cas on a une poutre posée sur des appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times EI}$$

$$\text{et la flèche admissible: } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times EI_y} I_y \geq \frac{1000 \times 210,554 \times 6^3}{384 \times 21 \times 10^9} = 5,64 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 564 \text{ cm}^4$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times l^4}{384 \times EI_z} \xrightarrow{I_z \leq} \frac{1000 \times 33,42 \times 6^3}{384 \times 21 \times 10^9} = 89,52 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 89,52 \text{ cm}^4$$

Donc le profil qui correspond est UPE 140

Les caractéristiques du profilé UPE 140 qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant:

$$G \text{ (Kg/m)} = 14,5 \quad h \text{ (mm)} = 140 \quad b \text{ (mm)} = 65 \quad d \text{ (mm)} = 98$$

$$t_w \text{ (mm)} = 5 \quad t_f \text{ (mm)} = 9 \quad A \text{ (cm}^2\text{)} = 18,4 \quad I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 600$$

$$I_z \text{ (cm}^4\text{)} = 78,8 \quad W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)} = 98,8 \quad W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)} = 33,2 \quad i_y \text{ (cm)} = 5,71$$

$$i_z \text{ (cm)} = 2,07 \quad W_{ely} \text{ (cm}^3\text{)} = 33,2$$

## Evaluation des charges

### Le vent

$$v = 2105,54 \text{ N/ml}$$

## les charges permanentes

Bardage:  $G1=8.80 \text{ Kg/m}^2$

Le poids propre de l'accessoire:  $G2= 3 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre des lisses  $G3=14,5 \text{ Kg/ml}$

$G= (G1+G2) \times e+G3= (8,8+3) \times 2+14,5= 44,1 \text{ Kg/ ml}$

$G=441 \text{ N/ ml}$

## Combinaison des charges les plus défavorables

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 2105,54 \times 6^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 14212,39 \text{ N.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times l/2^2}{8} = \frac{1,35G \times l/2^2}{8} = \frac{1,35 \times 441 \times 6/2^2}{8}$$

$$M_{zsd} = 669,77 \text{ N.m}$$

## 2.2.2 Vérification a l'état limite ultime

### Vérification a la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Section en H et I et U :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} \quad \text{donc } \beta = 1$$

Le profilé UPE 140 est de classe 1 de tableau de profilé

$$W_{pl,y} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 33.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 98.8 \times \frac{235}{1,1} = 21107,27 \text{ N.m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 33,2 \times \frac{235}{1,1} = 7092,72 \text{ N.m}$$

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{14212,39}{21107,27} \right]^2 + \left[ \frac{669,77}{7092,72} \right]^1 = 0,54 \leq 1 \text{ vérifiée}$$

### Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 ; A_{vy} = A - A_{vz} = 18.4 - 8.25 = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{8.25 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 10175,8 \text{ daN} = 101758 \text{ N}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{10.15 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 12519,32 \text{ daN} = 125193,2 \text{ N}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{1,5 \times 2105,54 \times 6}{2} = 9474,93 \text{ N}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times Q_{ysd} \times l/2 = 0.625 \times 1,35 \text{ G} \times l/2 = 0.625 \times 1.35 \times 441 \times 6/2 = 1116,28 \text{ N}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \quad \text{vérifiée}$$

### Vérification a l'état limite de service

#### vérification a la flèche:

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{avec } f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison des charges et surcharges de service (non pondérées)

Flèche verticale ( suivant zz' ) :

$$f_z = \frac{5 V}{384 E I_y} \times l^4 = \frac{5 \times 2105,54 \times 10^{-3}}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 600} \times 600^4 = 2,81 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

Flèche latérale ( suivant yy' ) :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 G}{384 EIz} \times (l/2)^4 = \frac{2,05 \times 441 \times 10^{-3}}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 78,8} \times (600/2)^4 = 0,11 \text{ cm}$$

$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

### Conclusion

Le profilé UPE 140 est vérifié comme lisse de bardage sur le long pan

## 2.3 Vérification de la lisse de bardage de pignon

### Le vent

$$v = 577,5 \times 2 = 1155 \text{ N/ml}$$

### les charges permanentes

$$\text{Bardage: } G1 = 8.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Le poids propre de l'accessoire: } G2 = 3 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la lisse UPE 140 } G3 = 14,5 \text{ Kg/ml}$$

$$G = (G1 + G2) \times e + G3 = (8,8 + 3) \times 2 + 14,5 = 44,1 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 441 \text{ N/ml}$$

### Combinaison des charges les plus défavorables

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 1155 \times 6^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 7796,25 \text{ N.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times l/2^2}{8} = \frac{1,35G \times l/2^2}{8} = \frac{1,35 \times 441 \times 6/2^2}{8}$$

$$M_{zsd} = 669,77 \text{ N.m}$$

### 2.3.1 Vérification à l'état limite ultime

#### Vérification à la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Section en H et I et U :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$

Avec :  $n = \frac{N_{sd}}{N_{Plrd}}$  donc  $\beta = 1$

Le profilé UPE 140 est de classe 1 de tableau de profilé

$$W_{pl; y} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl; z} = 33.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply; Rd} = W_{pl y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 98.8 \times \frac{235}{1.1} = 21107.27 \text{ N.m}$$

$$M_{plz; Rd} = W_{pl z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 33.2 \times \frac{235}{1.1} = 7092.72 \text{ N.m}$$

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta = \left[ \frac{7796.25}{21107.27} \right]^2 + \left[ \frac{669.77}{7092.72} \right]^1 = 0.23 \leq 1 \text{ vérifiée}$$

### Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 ; A_{vy} = A - A_{vz} = 18.4 - 8.25 = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8.25 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 10175.8 \text{ daN} = 101758 \text{ N}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{10.15 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 12519.32 \text{ daN} = 125193.2 \text{ N}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{1.5 \times 1155 \times 6}{2} = 5197.5 \text{ N}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times Q_{ysd} \times l/2 = 0.625 \times 1.35 \text{ G} \times l/2 = 0.625 \times 1.35 \times 441 \times 6/2 = 1116.28 \text{ N}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \quad \text{vérifiée}$$

### 2.3.2 Vérification a l'état limite de service

#### vérification a la flèche:

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{avec } f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison des charges et surcharges de service (non pondérées)

Flèche verticale ( suivant zz' ) :

$$f_z = \frac{5 V}{384 EI_y} \times l^4 = \frac{5 \times 1155 \times 10^{-3}}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 600} \times 600^4 = 1,54 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

Flèche latérale ( suivant yy' ) :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 G}{384 EI_z} \times (l/2)^4 = \frac{2,05 \times 441 \times 10^{-3}}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 78,8} \times (600/2)^4 = 0,11 \text{ cm}$$

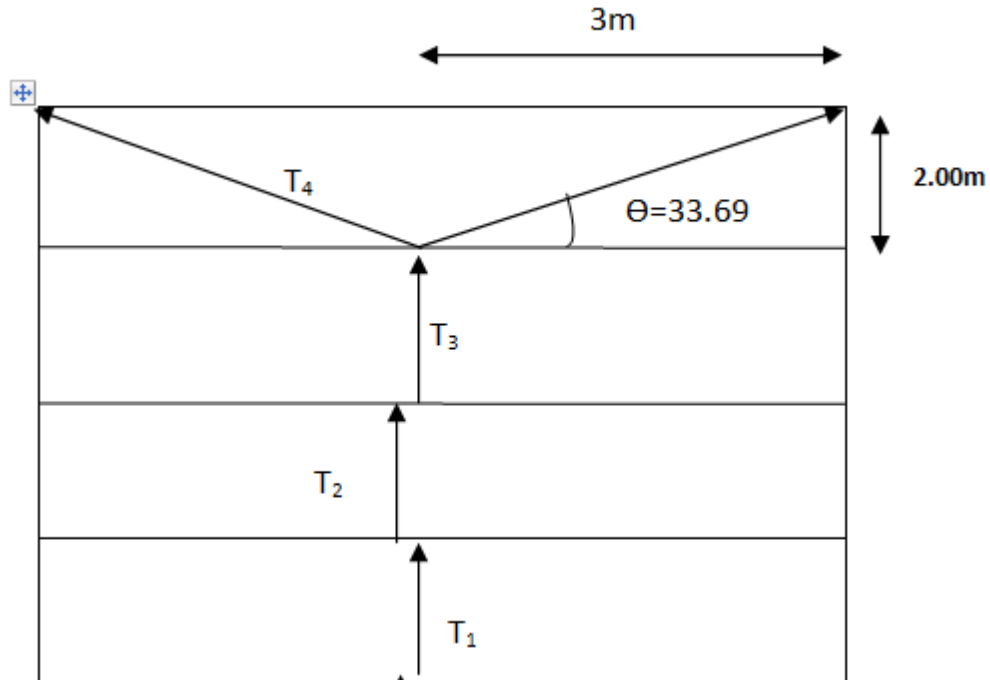
$$f_y \leq f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

#### Conclusion

Le profilé UPE 140 est vérifié comme lisse de bardage sur le long pan

### 2.4 Calcul des liernes de long pan

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des lisses



**Figure IV.14: disposition des liernes**

Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité

La réaction R au niveau du lierne

$$R = 1,25 (1,35 G) l / 2 = 1,25 (1,35 \times 441) \times 6 / 2 = 2232,56 \text{ N}$$

Effort de traction dans le tronçons de lierne L1 provenant de la lisse inférieure

$$T_1 = R / 2 = 2232,56 / 2 = 1116,28 \text{ N}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 1116,28 + 2232,56 = 3348,84 \text{ N}$$

- Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 3348,84 + 2232,56 = 5581,4 \text{ N}$$

- Effort dans les diagonales L4 :

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \Rightarrow \theta = 33,69^\circ$$

$$2 T_4 \sin \theta = T_3$$

$$T_4 = T_3 / 2 \sin 33,69^\circ$$

$$T_4 = 5031,01 \text{ N}$$

## 2.4.1 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L3

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1,1 \times 558,14}{2350} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,26}{3,14}} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratique, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$

## 3 les potelets

Destinés à rigidifier le bardage et à transmettre les efforts horizontaux dus au vent, les potelets sont des éléments très souvent élancés. Profilés en I ou H, les dimensions de leur sections varient en fonction du type de bardage (en maçonnerie ou en bois, grâce à un dispositif d'appui glissant (que nous verrons plus loin), ne doivent (en principe) recevoir aucun effort normal vertical de compression de la toiture

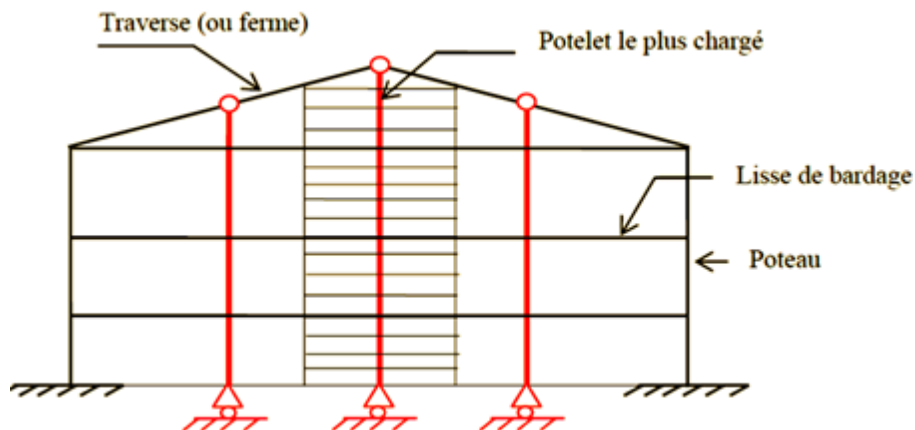


Figure VI. 15: Schéma statique du potelet

Sous l'action de vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions (ou succions). Quant à la

compression, celle-ci est due à son poids propre au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachés.

Par conséquent le potelet risque :

1. De subir une flèche importante sous les pressions  $q_w$  due au vent (calcul à l'ELS)
2. De flamber lorsqu'il est très élancé (vérification à l'ELU au flambement flexion sous N et M)
3. De déverser sous les dépressions dues au vent ou la semelle interne comprimée et qui est non attachée aux lisses de bardage risque de flamber latéralement et de provoquer le déversement du potelet (vérification au déversement sous N et M)

### 3.1 Dimensionnement des potelets

#### Détermination de la section de potelet:

Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$q_{ws} = 1.25 \times W \times e$$

$$q_{ws} = 1.25 \times 1501,51 \times 2$$

$$q = 3753,77 \text{ N/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm} \quad \text{Avec} \quad f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{h}{200} = \frac{11,9}{200} = 5,95 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 375,37 \times 1190^3}{384 \times 21 \times 10^9} = 7,84410^{-5} \text{ m}^4 = 7844,22 \text{ cm}^4$$

Donc le profil qui correspond est **IPE 360**

Les caractéristiques et dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

- $I_y = 16270 \text{ cm}^4$	- $h = 360 \text{ mm}$	- $d = 296.6 \text{ mm}$	- $W_{ely} = 903.6 \text{ cm}^3$
- $I_z = 1043 \text{ cm}^4$	- $b = 170 \text{ mm}$	- $r = 18 \text{ mm}$	- $W_{elz} = 122.8 \text{ cm}^3$
- $A = 72.7 \text{ cm}$	- $t_w = 8 \text{ mm}$	- $I_t = 37.32 \text{ cm}^2$	- $W_{ply} = 1019 \text{ cm}^3$
- $G = 57.1 \text{ kg/m}$	- $t_r = 12.7 \text{ mm}$	- $I_w = 313.6 \text{ cm}^2$	- $W_{plz} = 191.1 \text{ cm}^3$

### 3.2 Evaluation des charges

#### Les charges permanentes

- Bardage :  $G_1 = 8.80 \text{ Kg/m}^2$

- L'accessoire:  $G_2 = 3 \text{ Kg/m}^2$
- Le poids propre de la lisse UPE 140:  $G_3 = 14,5 \text{ Kg/m}^2$
- Le poids propre IPE360:  $G_3 = 57,1 \text{ Kg/m}^2$

Le nombre des lisses supporté par le potelet  $N = 5$  lisses.

L'entraxe des potelets  $e = 6 \text{ m}$  (cas le plus défavorable).

$$G = (14,5 \times 6 \times 5) + (57,1 \times 6) + (8,8 + 3) \times 6 \times 6 = 1202,4 \text{ daN/ml}$$

$$G = 12024 \text{ N/ml}$$

### 3. Vérification de la section a la résistance

$$M_{y\text{sd}} \leq M_{c; R_d}$$

$M_{c; R_d}$  Le moment de résistance qui dépend de la class de la section

$$V_{z\text{sd}} = \frac{Q_{z\text{sd}} \times l}{2} = \frac{1,5V \times l}{2} = \frac{1,5 \times 3753,77 \times 6}{2} = 15991,96 \text{ N}$$

$$V_{plzR_d} = \frac{35,1 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 43293,39 \text{ N}$$

$$\frac{V_{z\text{sd}}}{V_{plzR_d}} = \frac{15991,96}{43293,39} = 0,36 < 0,5$$

L'indice de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé

#### Incidence de l'effort normal:

$$N_{s_d} \leq \min \left( 0,25 N_{pl, r_d}, \frac{0,5 A_w f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$N_{s_d} = 1,35G = 1,35 \times 12024 = 16232,4 \text{ N}$$

$$N_{pl, r_d} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72,2 \times 2350}{1,1} = 154245,45 \text{ daN}$$

$$N_{pl, r_d} = 1542454,5 \text{ N}$$

$$0,25 N_{plR_d} = 0,25 \times 1542454,5 = 385613,62 \text{ N}$$

$$A_w = A - 2b t_f = 72,7 - (2 \times 17 \times 1,27) = 29,52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 A_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,5 \times 29,52 \times 2350}{1,1} = 31532,72 \text{ daN} = 315327,2 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 315327,2 \text{ N} < \min(385613,62 ; 31532,72)$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

D'après le tableau de profile IPE 360 est de classe 1

$$M_{ysd} = \frac{Qzsd \times l^2}{8} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 1501,51 \times 6^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 10135,19 \text{ daN.m} = 101351,9 \text{ N}$$

$$M_{c; Rd} = M_{ply; Rd} = W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 1019 \frac{23,5}{1,1} = 21769,54 \text{ daN.m}$$

$$M_{c; Rd} = 217695,4 \text{ N}$$

$$M_{ysd} < M_{c; Rd} \quad \text{vérifiée}$$

### 3. 4 Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement)

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

a) **Le flambement**

$$\frac{Nsd}{X_{min} \times N_{plyrd}} + \frac{Ky \times Mysd}{M_{plyrd}} \leq 1$$

b) **Le déversement**

$$\frac{Nsd}{X_z \times N_{plyrd}} + \frac{Klt \times Mysd}{Xlt \times M_{plyrd}} \leq 1$$

a) **Flexion composée avec risque de flambement**

Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $X_{min}$

Flambement par rapport à l'axe fort  $yy$  :

**Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{ly}{iy} = \frac{600}{15} = 40$$

**Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{fy} \right)^{0,5} = \left( \frac{2,1 \times 10^6}{235} \right)^{0,5} = 87,39$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \beta 1^{0,5} = \frac{40}{87.39} 1^{0,5} = 0,45$$

**Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,12 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a**  $\alpha = 0.21$

**Facteur de réduction**

$$\chi_y = 0,9385$$

(tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz :

**Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3,97} = 50,38$$

**Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 3,14 \left( \frac{2,1 \times 10^6}{235} \right)^{0,5} = 87.39$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \beta 1^{0,5} = \frac{50,38}{87.39} 1^{0,5} = 0,57$$

**Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,12 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **b**  $\alpha = 0.34$

**Facteur de réduction**

$$\chi_y = 0.8512$$

(tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0,9385; 0,8512) \chi_{min} = 0,8512$$

### Calcul du coefficient $K_{LT}$ :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{X_{zA} f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

$B_w$ : un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $B_w = 1,3$

$$\mu_y = 0,45 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{1019 - 903,6}{903,6} = -0,5$$

On aura donc :

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0,5 \times 31532,72}{0,8512 \times 72,7 \times 2350} = -1,1 < 1,5$$

### Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{plyrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyrd}} = \frac{31532,72}{0,8512 \times 1542454,5} + \frac{1,1 \times 101351,9}{217695,4} = 0,75 < 1$$

vérifiée

### Vérification au déversement

#### Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement  $\lambda_{lt}$

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 3,14 \left( \frac{2,1 \times 10^6}{235} \right)^{0,5} = 87,39$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \beta_1^{0,5}$$

Avec  $\beta_1 = 1$  (Section 1, 2 et 3)

$$\lambda_{LT} = \frac{l / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[ 1 + 1/20 \left( \frac{l / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Avec :

$$i_z = 3,55 \text{ cm} ; h = 36 \text{ cm} ; t_f = 12,7 \text{ cm}.$$

Avec :

$$C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{200}{3,55}}{(1.132)^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{200/3,55}{36/12,7} \right)^2 \right]^{0,25}} = 52,89$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{52,89}{87.39} = 0,6 > 0,4 \text{ il ya un risqué pour le déversement}$$

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{1T} = 0.21$  : pour les sections laminées.

$\alpha_{1T} = 0.49$  : pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

Section laminé :  $\alpha_{1T} = 0.21$

Courbe de flambement **a**

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,12 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

**Coefficient de réduction pour le déversement :**

$X_{1T} = 0,8900$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

**Calcul du coefficient  $k_{1t}$**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$K_{1t} = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{X_{1T} A f_y} \leq 1.5$$

Avec :  $\mu_y = 0.15 \bar{\lambda}_{LT} \beta_{My} - 0.15 \leq 0.9$

$$\mu_T = 0.15(0,6).(1,3) - 0.15 = -0,03$$

On aura donc :

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0,03 \times 31532,72}{0,89 \times 72,7 \times 2350} = 1 < 1,5$$

**Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{plyrd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{X_{lt} \times M_{plyrd}} = \frac{315327,2}{0,89 \times 1542454,5} + \frac{1 \times 101351,9}{0,89 \times 217695,4} = 0,75 < 1$$

**vérifiée**

Donc le flambement et le déversement est vérifié

**IPE 360 convient comme potelet**

**Conclusion**

L'étude que nous avons étudiée nous a permis de déterminer la nature des profilées secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : IPE 200
- Lisse de bardages : UPE 140
- Les potelets : IPE 360

*Chapitre V:  
Dimensionnement  
-ent des  
éléments  
structuraux*

## 1 Introduction

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par les palées de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto stable) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours, leur utilisation est limitée à des portées inférieure ou égale à 20 m ( $l \leq 20$ ) pour les portiques de longues portées il est préférable pour des raisons économiques. Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique en charpente métallique. Les traverses elles sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques, la portée de notre portique est de 48m ( $2 \times 24$ m)

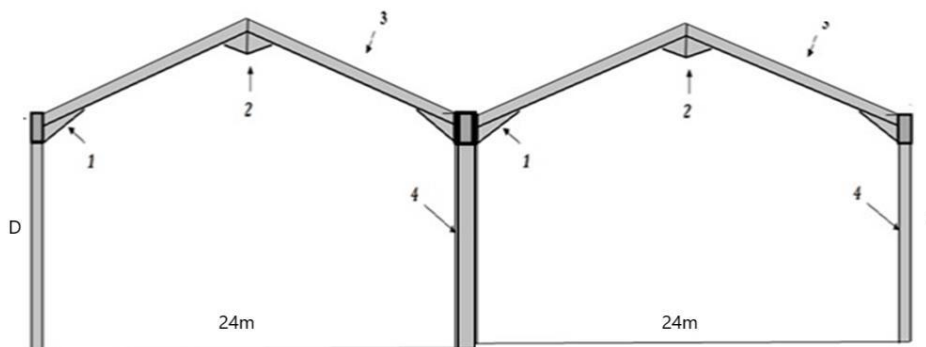


Figure V.1 : Eléments constituant le portique.

### Legends:

- 1 : Renfort de jarret.
- 2 : Renfort de faitage.
- 3 : Traverse.
- 4 : Poteau.

### IV.2 Efforts sollicitant le portique:

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

#### IV.2.1 Charges permanents

- Poids de toiture :  $G_1 = 10,05 \text{ kg/m}^2$  ..... (Site européen Algérie)
- Poids de l'accessoire :  $G_2 = 3 \text{ kg/m}^2$
- Le poids propre de la panne:  $G_3 = 22.4 \text{ kg/ml}$  Ou bien  $G_3 = 22.4/2 = 11.2 \text{ kg/ml}$
- Traverse (estimée) :  $G_4 = 12 \text{ kg/m}^2$

#### Poids total

$$G = P \text{ Toiture} + P \text{ Accessoires} + P \text{ Panne} + P \text{ Traverse}$$

$$G = 10,05 + 3 + 11.2 + 12$$

$$G = 36,25 \text{ kg/m}^2.$$

Entraxe des portiques est de :  $L = 6 \text{ m}$

$$G = 36,25 \times 6$$

$$G = 217,5 \text{ kg/ml}$$

$$G = 2175 \text{ N/ml}$$

#### IV.2.2 Effet du sable :

$$S = 0.20 \text{ N/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$S = 0.20 \times 6 = 1,2 \text{ N/ml}$$

#### 2.3 Effet du vent :

Vent perpendiculaire au long pan et le plus défavorable

$$Q_j [\text{N/ml}] = Q_j [\text{N/m}^2] \times \text{entraxe}$$

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge u vent car la surface tributaire de ce dernier est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

$$\text{Versant de gauche : } \frac{(2151,8 \times 1,5) + (1496,9 \times 10,5)}{12} = 1578,76 \text{ N/ml}$$

$$\text{Versant de droite : } \frac{(233,89 \times 1,5) + (233,89 \times 10,5)}{12} = 233,89 \text{ N/ml}$$

Étant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

Charge équivalente du vent

$$W = \frac{1578,76 + 233,89}{2} = 906,33 \text{ N/ml}$$

### 3 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

On a :

$$\begin{cases} h = 10\text{m} \\ f = 1.9\text{m} \\ s = 12.09\text{m} \end{cases}$$

$$K = \frac{h}{s} = \frac{10}{12.09} = 0,82$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1,9}{10} = 0,19$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0,82 + 3 + 3(0,19) + (0,19)^2 = 4,43$$

#### 3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge du sable)

On procède aux calculs sous une charge unitaire :  $q = 1 \text{ Kg/ml}$

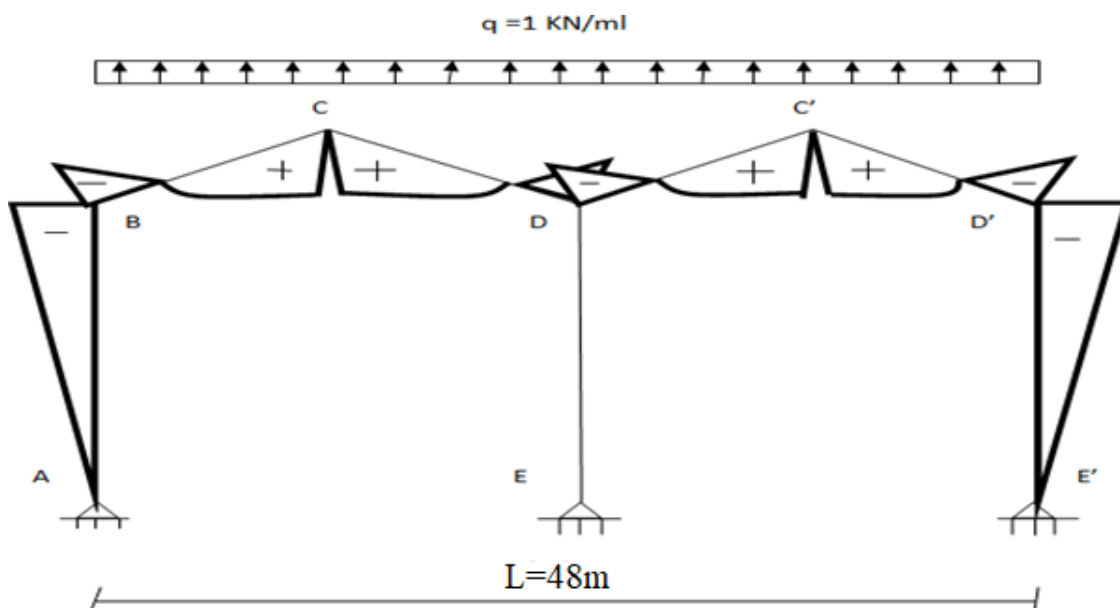


Figure V.2 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5 \times 0,19}{4 \times 4,43} = 0,47$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0,47(1 + 0,19) = 0,44$$

On trouve les efforts internes suivants

$$H_A = - H_E = \beta \frac{q \times l^2}{8h} = 0,47 \frac{1 \times 24^2}{8 \times 10} = 3,38 \text{ Kg}$$

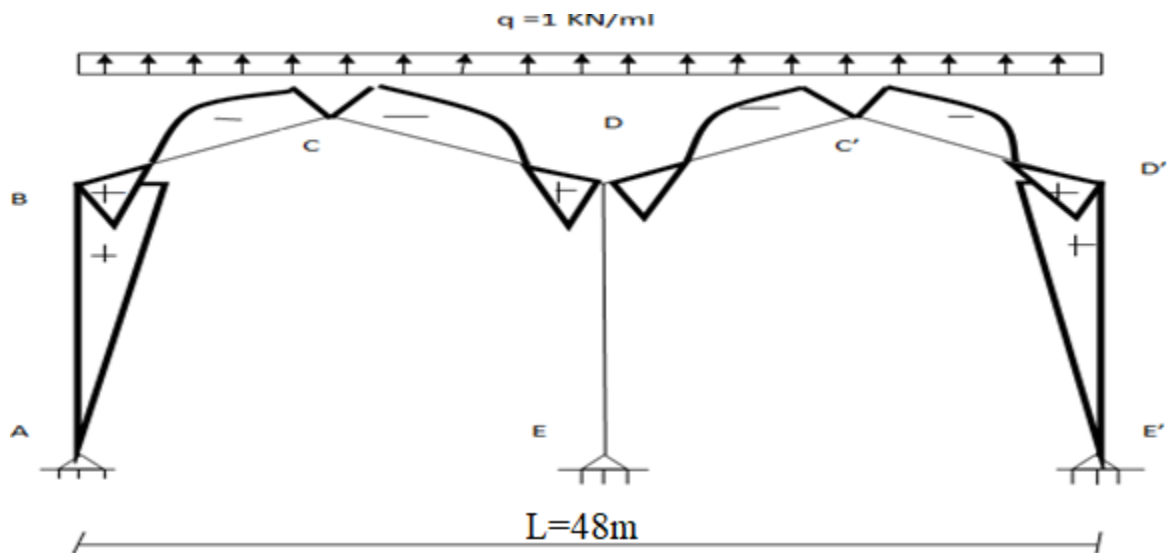
$$V_A = V_E = \frac{q \times l}{2} = \frac{1 \times 24}{2} = 12 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{q \times l^2}{8} = -0,47 \frac{1 \times 24^2}{8} = -33,84 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{q \times l^2}{8} = 0,44 \frac{1 \times 24^2}{8} = 31,68 \text{ Kg.m}$$

### 3.2 Charges verticales vers le haut :

Calcul sous la charge unitaire :  $q = 1.0 \text{ kg/ml}$



**Figure V.3 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut**

$$H_A = - H_E = \beta \frac{q \times l^2}{8h} = 0,47 \frac{1 \times 24^2}{8 \times 10} = 3,38 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \times l}{2} = \frac{1 \times 24}{2} = 12 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{q \times l^2}{8} = 0,47 \frac{1 \times 24^2}{8} = 33,84 \text{ Kg.m}$$

$$MC = \gamma \frac{q \times l^2}{8} = 0,44 \frac{1 \times 24^2}{8} = 31,68 \text{ Kg.m}$$

### 3.3 le vent horizontal (pression) calcul sous la charge unitaire :

$$q = 1.0 \text{ kg/ml}$$

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0,82 + 12 + 6 \times 0,19}{8 \times 4,43} = 0,48$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0,48 = 0,52$$

$$\gamma = \delta (1 + \varphi) - 0,5 = 0,48(1 + 0,19) - 0,5 = 0,071$$

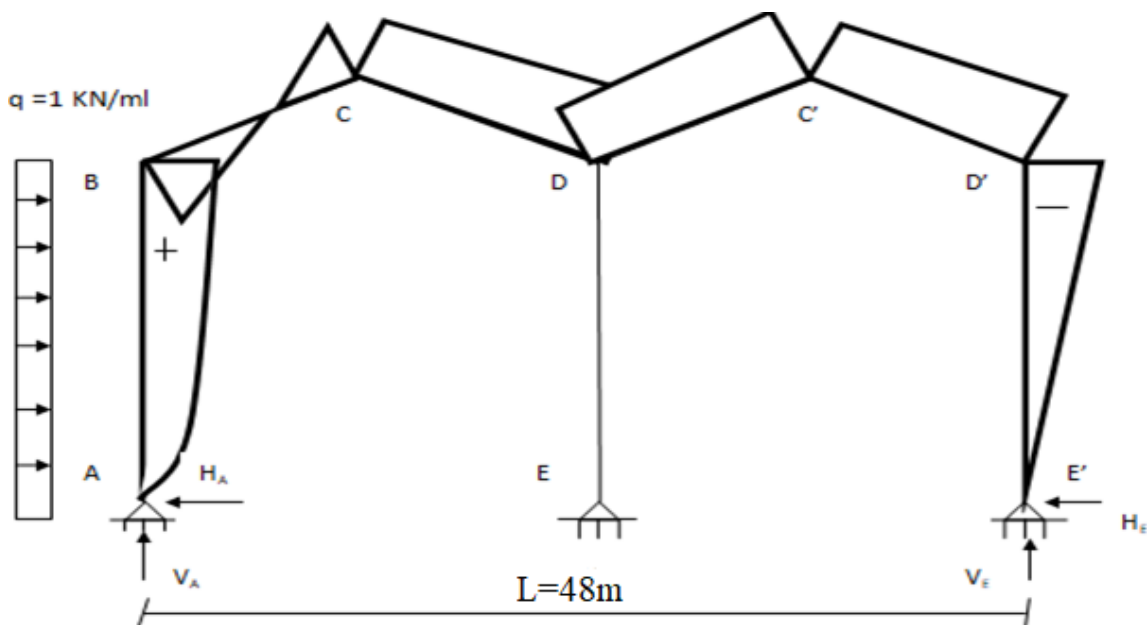


Figure V.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (pression)

$$HE = \delta \frac{q \times h}{2} = 0,48 \frac{1 \times 10}{2} = 2,4 \text{ Kg}$$

$$HA = q \times h - HE = 1 \times 10 - 2,4 = 7,6 \text{ kg}$$

$$VA = VE = \frac{q \times h^2}{2l} = \frac{1 \times 10^2}{2 \times 24} = 0,41 \text{ Kg}$$

$$MB = \beta \frac{q \times h^2}{2} = 0,52 \frac{1 \times 10^2}{2} = 26 \text{ Kg.m}$$

$$MD = 0 \text{ kg.m}$$

$$MC = -\gamma \frac{q \times l^2}{8} = -0,071 \frac{1 \times 24^2}{8} = -5,11 \text{ Kg.m}$$

### 3.4 le vent horizontal (dépression) :

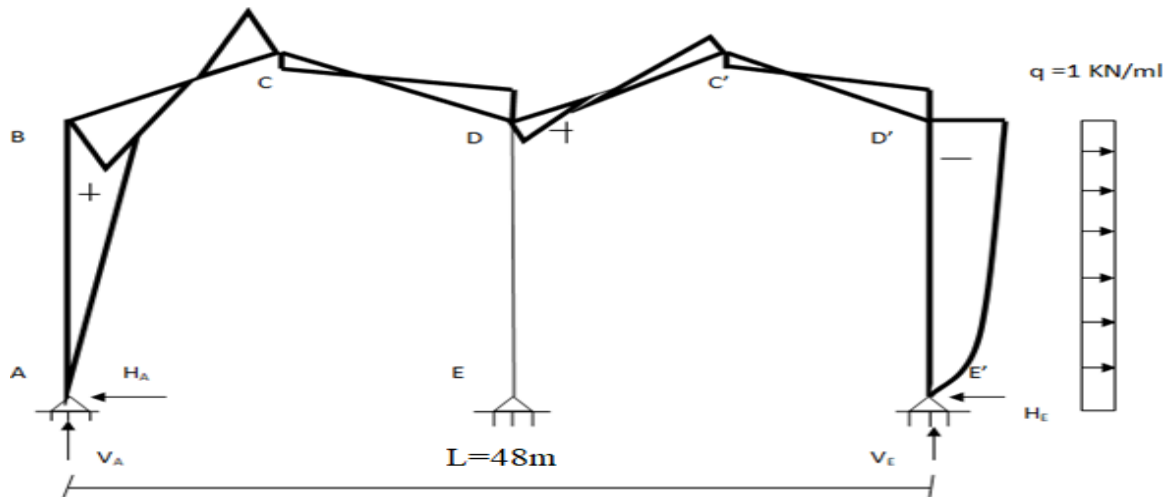


Figure V.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (dépression)

$$H_E = \delta \frac{q \times h}{2} = 0,48 \frac{1 \times 10}{2} = 2,4 \text{ Kg}$$

$$H_A = q \times h - H_E = 1 \times 10 - 2,4 = 7,6 \text{ kg}$$

$$V_A = V_E = -\frac{q \times h^2}{2l} = -\frac{1 \times 10^2}{2 \times 24} = -0,41 \text{ Kg}$$

$$M_B = \beta \frac{q \times h^2}{2} = 0,52 \frac{1 \times 10^2}{2} = 26 \text{ Kg.m}$$

$$M_D = 0 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{q \times l^2}{8} = 0,071 \frac{1 \times 24^2}{8} = 5,11 \text{ Kg.m}$$

#### 4 Tableaux récapitulatifs :

##### a) Efforts internes sous la charge unitaire

Actions	/	Réaction d'appuis (N)			
		HA	HE	VA	VE
G	10	33,8	-33,8	120	120
S	10	33,8	-33,8	120	120
V1	10	-24	-76	-0,41	0,41
V2	10	-33,8	33,8	-120	-120

Tableau V.1: Réactions d'appuis sous une charge unitaire

/		Moments (N.m)		
Actions	q (N/ml)	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	10	-338,4	316,8	0
S	10	-338,4	316,8	0
V1	10	260	51,12	0
V2	10	338,4	-316,8	0

**Tableau V. 2: valeurs des moments sous une charge unitaire**

**b) Efforts internes sous les charges actuelles**

/		Réaction d'appuis (N)			
Actions	q (N/ml)	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
G	2175	7351,5	-7351,5	26100	26100
S	1,2	4,056	-4,056	14,4	14,4
V1	12419,6	-29807,04	-94388,96	-509,204	509,204
V2	14969	-50595,22	50595,22	-179628	-179628
V3=V1+V2	/	-80402,26	-43493,14	-180137,204	-179118,796

**Tableau V.3: Réactions d'appuis sous charges actuelles**

/		Moments (N.m)		
Actions	q (N/ml)	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
G	2175	-73602	68904	0
S	1,2	-40,608	38,016	0
V1	12419,6	322909,6	63488,995	0
V2	14969	506550,96	-474217,92	0
V3	/	829460,56	-410728,925	0

**Tableau V. 4: valeurs des moments sous charges actuelles**

**c) combinaisons a l'ELU**

/		Réaction d'appuis (N)			
Combinaisons		H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
1,35G+1,5S		9930,609	-9930,609	35256,6	35256,6
1,35G+1,35S+1,35V3		-98613,05	-68645,74	-207930,785	-206555,934
G+1,5V3		-11325,189	-72591,21	-244105,806	-242578,194

**Tableau V.5: combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis**

/		Moments (N.m)		
Combinaisons		MB	MC	MD
1,35G+1,5S		-99423,612	93077,424	0
1,35G+1,35S+1,35V3		1020354,235	-461412,348	0
G+1,5V3		1170588,84	-547189,387	0

## Tableau V.6: combinaisons à l'ELU pour les moments

### IV.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

Nous avons :  $H_{eq} = \emptyset N_{sd}$

Avec

$$\emptyset = \emptyset_0 \times \alpha_n \times \alpha_m$$

$$\emptyset_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_n = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + (\frac{1}{m}))}$$

Avec :

$H_{eq}$ : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.

$N_{sd}$  : Effort normal de compression dans le poteau.

$\emptyset$  : Défaut initial d'aplomb.

$\emptyset_0$  : Valeur de base.

$\alpha_n$  : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.

$\alpha_m$  : Coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

On trouve :

$h = 11,9$  m : hauteur de la structure.

$m = 2$  : nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + (\frac{1}{m}))} = 0,86$$

$$\alpha_n = 2/\sqrt{h} = 2/\sqrt{11,9} = 0,57$$

$$\emptyset = \frac{0,86 \times 0,57}{200} = 2,4 \times 10^{-3}$$

### V.5.1 Modélisation avec les imperfections

#### a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H <sub>A</sub> (kN)	V <sub>A</sub> (kN)	H <sub>E</sub> (kN)	V <sub>E</sub> (kN)	H (kN)	V (kN)
Comb 1	9,931	35,256	-9,931	35,256	0	70,512
Comb 2	-98,613	-207,93	-68,646	-206,556	-167,259	-414,486
Comb 3	-113,252	-244,106	-72,591	-242,578	-185,843	-486,684

**Tableau V.7: Efforts en pieds des poteaux l'ELU**

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si :  $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons ELU	0,15 V	$ H  \geq 0,15  V $
Comb 1	10,577	NON
Comb 2	-62,173	OUI
Comb 3	-73,003	OUI

**Tableau V.8: Prise en compte des défauts d'aplomb**

#### Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition  $H \geq 0.15 V$  est vérifiée.

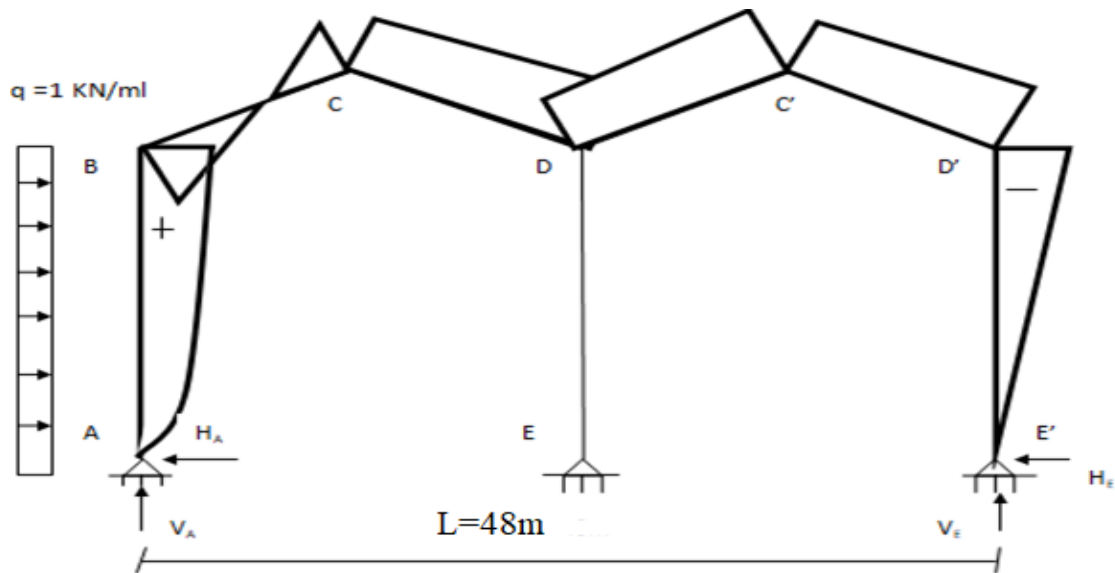
#### b) Efforts équivalents en tête des poteaux

Combinaisons	Poteau 1		Poteau 2	
	N <sub>sd</sub> (kN)	H <sub>eq</sub> (kN)	N <sub>sd</sub> (kN)	H <sub>eq</sub> (kN)
Comb 1	35,256	0,084	35,256	0,084

**Tableau V.9 : Efforts équivalent en tête des poteaux**

### V.5.2 Calcul des efforts internes additionnels

#### a) Effort horizontal en tête du poteau



**Figure V.6 : Effort horizontal en tête du poteau**

$$P = 2 \times H_{eq} = 0,084 \times 2 = 0,169 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{0,19(3+2 \times 0,19)}{2 \times 4,43} \right] = 0,53$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{0,19(3+2 \times 0,19)}{2 \times 4,43} \right] = 0,46$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[ 1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,19}{2} \left[ 1 - \frac{(1+0,19)(3+2 \times 0,19)}{2 \times 4,43} \right] = 0,0518$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[ 1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,169}{2} \left[ 1 + \frac{0,19(3+2 \times 0,19)}{2 \times 4,43} \right] = 0,09 \text{ KN}$$

$$H_E = p - H_A = 0,169 - 0,09 = 0,079 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{P \times h}{l} = -\frac{0,169 \times 10}{24} = -0,07 \text{ KN}$$

$$M_B = \beta_{ph} = 0,53 \times 0,169 \times 10 = 0,895 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\gamma_{ph} = -0,0518 \times 0,169 \times 10 = -0,087 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0$$

### V.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de $H_{eq}$

/	Réaction d'appuis (KN)			
	H <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>E</sub>
1,35G+1,5S	9,931	-9,931	35,256	35,256
p	0,09	0,079	- 0,07	0,07
1,35G+1,5S+ p	9,991	-9,852	35,186	35,326
1,35G+1,35S+1,35V3	-98,613	-68,646	-207,93	-206,556
G+1,5V3	-113,252	-72,591	-244,106	-242,578

**Tableau V.10: Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de H.**

/	Moments (KN.m)		
	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>
1,35G+1,5S	-99,424	93,077	0
p	0,895	- 0,087	0
1,35G+1,5S+ p	-98,529	92,99	0
1,35G+1,35S+1,35V3	1020,354	-461,412	0
G+1,5V3	1170,588	-547,189	0

**Tableau V.11: Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de H<sub>eq</sub>**

**Calcul préliminaire :**

Pour les traverses :  $h = \frac{l}{30} = \frac{12090}{30} = 403$  (IPE450)

### V. 6 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$

- Si  $\alpha_{cr} \geq 10$  **Structure rigide** : analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre.
- Si  $\alpha_{cr} < 10$  **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2<sup>ème</sup> ordre.
- Si  $\alpha_{cr} \geq 15$  **Structure rigide** : analyse plastique.

#### V.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum $\alpha_{cr}$ :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$ ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{CR} = \frac{H}{\delta h} \times \frac{h}{v}$$

Avec :

H : action horizontal total.

V : action vertical total (prise égale a 10kN : charge horizontale arbitraire)

$\delta h$ : déplacement horizontal.

h : hauteur du poteau.

Ou bien par la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha cr} = \frac{Vsd}{Vcr} = \frac{Nsd t}{Ncr t} + (4+3,3 R) \frac{Nsd p}{Ncr p}$$

Avec :

$N_{sd,p}$  : effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$  : effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$  : effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$  : effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{l1 s}{l2 h} = \frac{s}{h} = \frac{12,09}{10} = 1,2$$

I : le moment d'inertie de l'IPE 450 suivant l'axe yy (estimé)

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10000 \times 33740}{1000^2} = 6985,92 \text{ KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10000 \times 33740}{1209^2} = 4779,37 \text{ KN}$$

**Sous la combinaison 1.35G+1.5N :**

$$N_{sd,t} = 35,256 \sin 9 + 9,931 \cos 9 = 15,323 \text{ KN}$$

$$N_{sd,p} = 35,256 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha cr} = \frac{Vsd}{Vcr} = \frac{15,323}{477,937} + (4+3,4 \times 1,2) \frac{35,256}{698,592} = 0,43$$

$$\alpha cr > 10$$

Donc la structure est rigide.

On opte pour la méthode élastique au 1<sup>er</sup> ordre.

**V.7 Pré-dimensionnement de la traverse**

## a ) Moments maximaux sollicitant la traverse

- Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison :  $1.35G + 1.5S + P$

Aux appuis :  $M_D = 0 \text{ KN.m}$  ;  $M_B = -98,529 \text{ KN.m}$

Au faitage :  $M_C = 92,99 \text{ KN.m}$

- Action vers le haut :

Sous la combinaison :  $G + 1.5V3$

Aux appuis :  $M_B = 1170,588 \text{ KN.m}$  ;  $M_D = 0 \text{ KN.m}$

Au faitage :  $M_C = -547,189 \text{ KN.m}$

### 7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :

#### 7.1.1 Vérification de la flèche :

- Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de :  $G + S$

- La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$y_{\max} = \frac{1}{384 E I_y} (5q l^4 - 48 M_B l^2) \leq \delta_{\max} = \frac{l}{200}$$

$$q = G + S = 2,17 + 0,0012 = 2,1712 \text{ KN/ml}$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^4$$

$$l = 24 \text{ m}$$

$$M_B = 73,602 \text{ kN.m (sous la combinaison G+N)}$$

$$Y_{\max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 33740} (5 \times 2,17 \times 10^4 - 2 \times 2400^2 - 48 \times 73,602 \times 10^2 \times 2400^2)$$

$$Y_{\max} = 5,75 \text{ cm} < \delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{2400}{200} = 12 \dots \dots \text{flèche vérifiée}$$

### 7.2 Vérification de la traverse a l'ELU

#### 7.2.1 Vérification de la section à la résistance :

### Bilan des efforts :

$$M_{ysd} = 1170,588 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 244,106 \sin 9 + 72,59 \cos 9 = 109,88 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 244,106 \cos 9 - 72,59 \sin 9 = 229,75 \text{ kN}$$

### Les caractéristiques du profilé IPE 450

$$G \text{ (Kg/m)} = 77.6 \quad h \text{ (mm)} = 450 \quad b \text{ (mm)} = 190 \quad d \text{ (mm)} = 378.8$$

$$t_w \text{ (mm)} = 9.4 \quad t_f \text{ (mm)} = 14.6 \quad A \text{ (cm}^2\text{)} = 98.8 \quad I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 541$$

$$I_z \text{ (cm}^4\text{)} = 2668 \quad W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)} = 1701.8 \quad i_z \text{ (cm)} = 4.12$$

$$W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)} = 276.4 \quad i_y \text{ (cm)} = 18.48 \quad W_{ely} \text{ (cm}^3\text{)} = 1499.7$$

### Classe de la section

Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimé :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d/2}{t_f} \leq 10 \epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d/2}{t_f} = \frac{190/2}{14,6} = 6.5 < 9.2 \text{ semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme comprimée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{109,88}{0.96 \times 23,5} = 4,87 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{37,88} \left( \frac{37,88 + 4,87}{2} \right) = 0,561 > \alpha > 0,5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40.29$$

$$\frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{13 \times 0,56 - 1} = 63,05$$

$$\frac{d}{t_w} < \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$$

**ame de classe 01 donc Section de classe 01.**

**a) Incidence de l'effort tranchant**

Si  $V_{z.sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$  il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort Tranchant

$$V_{z.sd} = 229,75 \text{ kN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{Avz fy}{\sqrt{3} \gamma M0} = \frac{50,9 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 627,82 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 229,75 \text{ kN} < 0.5 V_{plz.d} = 313,9 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

**b) Incidence de l'effort normal :**

Si :  $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 109,88 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{Afy}{\gamma M0} = \frac{98,8 \times 23,5}{1,1} = 2110,72 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 2110,72 = 527,68 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b t_f = 98,8 - (2 \times 19 \times 1,46) = 49,16 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 49,16 \times 23,5 / 1,1 = 525,12 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 109,88 \text{ KN} < \text{Min} (0,25 N_{pl,Rd} = 527,68 \text{ KN}; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 525,12 \text{ KN})$$

**Condition Vérifiée**

$$N_{Sd} = 109,88 \text{ KN} < 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 525,12 \text{ KN} \text{ condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

**C) Vérification de la section à la résistance :**

On doit vérifier que :  $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{ply, Rd} = W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma M0} = 1701,8 \times \frac{23,5}{1,1} = 36356,63 \text{ KN.m}$$

$M_{y,sd} = 1170,58 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 36356,63 \text{ KN.m}$       **condition vérifiée.**

### 7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

#### a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} \leq 1$$

#### b) Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y, sd}}{X_{lt} \times M_{ply, sd}} \leq 1$$

**Action vers le bas**

#### a) Flexion composée avec risque de flambement

**Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$**

**Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :**

**Longueur de flambement :**

$$l_y = \frac{1200}{\cos 9} = 1214,95 \text{ cm (longueur de la traverse).}$$

**Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1214,95}{18,48} = 65,74$$

**Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \epsilon \quad \text{avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta A)^{0,5} \quad \text{avec} \quad \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{65,74}{93,9} = 0,7$$

### Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a**  $\alpha = 0,21$

### Facteur de réduction

$\chi_y = 0,839$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

### Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors le plan du portique) :

#### Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{1000}{\cos 9} = 1012,46 \text{ cm (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).}$$

#### Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{1012,46}{4,12} = 245,74$$

#### Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta A)^{0,5} \quad \text{avec} \quad \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{245,74}{93,9} = 2,61$$

### Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant z-z : courbe **b**  $\alpha = 0,34$

### Facteur de réduction

$\chi_z = 0,278$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

donc :

$$\chi_{min} = \min(0,839; 0,278) \chi_{min} = 0,278$$

**Calcul du coefficient  $k_y$  :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

Où :  $\beta_{My}$  Facteur de moment uniforme équivalent

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M\varphi}{\Delta M} (\beta_{M\varphi} - \beta_{M\varphi})$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi$$

$$\varphi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{93,077}{-99,42} = -0,93$$

$$\beta_{M\varphi} = 1,8 - [0,7 \times (-0,93)] = 2,45$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,55 \times 12^2}{8} = 63,9 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = 93,077 + 99,42 = 192,5 \text{ KN.m}$$

$\beta_{M\varphi} = 1,3$  Cas de charge uniformément répartie.

$$\beta_{My} = 2,45 + \frac{63,9}{192,5} (1,3 - 2,45) = 2,06$$

$$\mu_y = (2 \times 2,06 - 4) + \frac{1701,8 - 1499,7}{1499,7} = 0,25 \leq 0,9$$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{0,25 \times 109,88}{0,839 \times 98,8 \times 23,5} = 1$$

**Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_y \cdot sd}{M_{ply} \cdot rd} = \frac{109,88}{0,278 \times 2110,72} + \frac{1 \times 1170,58}{36356,63} = 0,21 < 1$$

**condition vérifiée**

**c) Vérification vis-à-vis du déversement**

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

### Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes :

#### Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\lambda_{LT}$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta A)^{0,5} \text{ avec } \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = \pi \left( \frac{2,1 \times 10000}{23,5} \right)^{0,5} = 93,86$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Avec  $i_z = 4,12 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $t_f = 1,46 \text{ cm}$ .

$L = 10,05 \text{ cm}$  (Maintien a les pannes reliées par la poutre au vent)

Avec :  $C_1 = 1,88 - 1,4 \psi + 0,52 \Psi^2 \leq 2,7$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = 0 \text{ avec } -1 \leq \psi \leq 1$$

$C_1 = 1,88 - 1,4 (0) + 0,52 (0)^2 = 1,88 < 2,7$

$$\lambda_{LT} = \frac{1005 / 4,12}{1,88^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{1005 / 4,12}{45 / 1,46} \right)^2 \right]^{0,25}} = 76,34$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{76,34}{93,9} = 0,81 > 0,4$$

il ya un risqué pour le déversement

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_T = 0,21$  : pour les sections laminées.

$\alpha_T = 0,49$  : pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

Section laminé :  $\alpha_T=0.21$

Courbe de flambement **a**

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

**Coefficient de réduction pour le déversement  $LT$ :**

$\chi_T = 0,6615$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

• **Calcul du coefficient  $k_{LT}$ :**

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} N_{sd}}{X_Z A f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \bar{\lambda}_Z \beta_{Mlt} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\beta_{Mlt} = \beta_{M\phi} = 1,8 - 0,7\phi = 1,8 - 0,7 \times (0) = 1,8$$

$$\mu_{lt} = 0,12(1,25) \cdot (1,8) - 0,15 = 0,15$$

On aura donc :

$$K_{lt} = 1 - \frac{0,15 \times 109,88}{0,278 \times 98,8 \times 23,5} = 0,99 < 1,5$$

**Vérification au déversement**

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \times N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y.sd}}{X_{lt} \times M_{ply.sd}} = \frac{109,88}{0,278 \times 2110,72} + \frac{0,99 \times 1170,58}{0,6615 \times 36356,63} = 0,23 < 1$$

**condition vérifiée**

**Action vers le haut:**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

$$M_{y.sd} = 1170,58 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 244,106 \sin 9 + 113,25 \cos 9 = 150,04 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 244,106 \cos 9 - 113,25 \sin 9 = 223,39 \text{ kN}$$

**a) Vérification au déversement :**

L'effort Nsd est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraint quand l'effort de traction est négligeable  
 La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_y \cdot s_d}{X_{lt} \times M_{ply} \cdot s_d} \leq 1$$

### Calcul du coefficient de réduction pour le déversement $\chi_{LT}$ :

L'élanement réduit  $\lambda_z$  sera déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_y = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \text{ avec } \beta_w = 1 \text{ (section 1)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

avec  $i_z = 4,12 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $t_f = 1,46 \text{ cm}$ .

$$\text{Et } C_1 = 1,88 - 1,4 \psi + 0,52 \psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = 0 \text{ avec } -1 \leq \psi \leq 1$$

[ $M_a < M_b$ ] : Moments aux extrémités du tronçon.

$$M_a = -547,189 \text{ kNm} < M_b = 1170,58 \text{ kNm}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-547,189}{1170,58} = -0,46$$

$$C_1 = 1,88 - 1,4(-0,46) + 0,52(-0,46)^2 = 2,6 < 2,7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1005 / 4,12}{2,6^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{1005 / 4,12}{45 / 1,46} \right)^2 \right]^{0,25}} = 106,1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{106,1}{93,9} = 1,13 > 0,4$$

il ya un risqué pour le déversement

$\alpha$ : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$  : pour les sections laminées.

$\alpha_{lr} = 0.49$  : pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

Section laminé :  $\alpha_{lr} = 0.21$  Courbe de flambement **a**

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

$\chi_{T} = 0,744$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

$$\frac{M_{y.sd}}{X_{lt} \times M_{ply.sd}} = \frac{1170,58}{0,744 \times 36356,63} = 0,04 \leq 1 \text{ condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

L'élément est vérifiée au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (**IPE 450**) est vérifiée aux états limites ultimes et de services donc vérifiée a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

**8 Vérification des poteaux :**

**Bilan des efforts :**

$$M_{y.sd} = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{sd} = -244,106 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 113,25 \text{ kN}$$

**8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

**a) Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

**b) Flexion composée avec risque de déversement**

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y.sd}}{X_{lt} \times M_{ply.sd}} \leq 1$$

**Vérification vis-à-vis du flambement :**

• **Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$ :**

Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :

**Longueur de flambement :**

$$l_y = 1000 \text{ cm}$$

**Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1000}{18,48} = 54,11$$

**Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \epsilon \quad \text{avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta A)^{0,5} \quad \text{avec} \quad \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{54,11}{93,9} = 0,57$$

**Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a**  $\alpha = 0,21$

**Facteur de réduction**

$$\chi_y = 0,9528 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

Flambement par rapport à l'axe fort zz (dans le plan du portique) :

**Longueur de flambement :**

$$l_y = 190 \text{ cm}$$

**Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{190}{18,48} = 10,08$$

**Calcul d'élanement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta A)^{0,5} \quad \text{avec} \quad \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{10,08}{93,9} = 0,1$$

**Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe  $\alpha = 0,34$

**Facteur de réduction**

$\chi_y = 0,9502$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,9528; 0,9502) = 0,9502$$

**Calcul du coefficient  $k_y$**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{X_y A f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec} \quad \mu_y = \bar{\lambda} (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

Où :  $\beta_{My}$  Facteur de moment uniforme équivalent

**Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{My}$**

**Cas de moment d'extrémité**

Où :  $\beta_{My}$  Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

Le facteur  $\beta_{My}$  doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré. Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul  $\beta_{My}$  ne peut être le même que

$\beta_{My}$

$$\varphi = \frac{Ma}{Mb} = 0$$

$$\beta_{My} = \beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = 0,37 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0,01$$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{0,01 \times 367,3}{0,9528 \times 98,8 \times 23,5} = 1 < 1,5$$

### Vérification au flambement

$$\frac{Nsd}{X_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_y \cdot sd}{M_{ply} \cdot rd} = \frac{244,106}{0,9502 \times 2110,72} + \frac{1 \times 0}{36356,63} = 0,12 < 1$$

**condition vérifiée**

### 9 Conclusion:

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (**IPE 450**) est adéquat et convient comme poteau du portique

### Conclusion générale :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- La traverse : **IPE450**
- Le poteau : **IPE450**

# *Chapitre VI : Calcul de contreventement*

## **Introduction**

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causés par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

### **1. DISPOSITION DES CONTREVENTEMENTS DE TOITURE (POUTRE AU VENT) :**

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

### **2. Calcul de la poutre au vent en pignon :**

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les noeuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux noeuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des noeuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

### Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.

2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

### Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

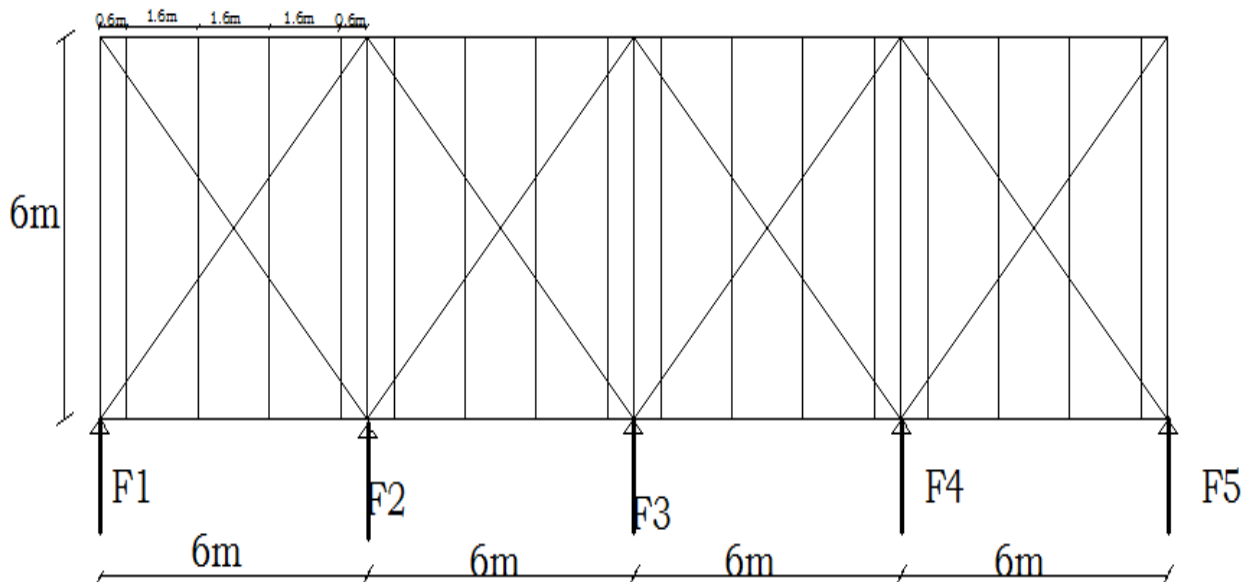
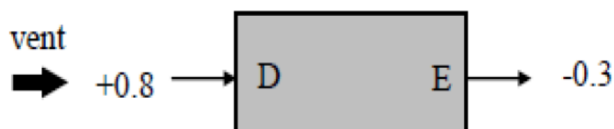


Figure VI. 1: Schéma statique de la poutre au vent en pignon.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent

La valeur de C est donnée ci-dessous



### Le coefficient de réduction :

$$\Sigma = C_e D + C_e E = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

### La pression dynamique $Q_{dyn}$ :

$$Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e = 47 \times 2,86 = 134,42 \text{ daN/ m}^2 = 1344,2 \text{ N/ m}^2$$

### La pression du vent :

$$v = Q_j = C_d \times q_{dyn} \times C_r = 0,89 \times 1344,2 \times 1,1 = 1315,97 \text{ N/m}^2 \text{ avec : } C_d = 0,89.$$

La force de frottement pour la toiture est donnée par

$$F_{fr} = \Sigma(Q_{dyn} \times C_{fr} \times S_{fr})$$

$$Q_{dyn} = 1344,2 \text{ N/ m}^2$$

$C_{fr} = 0.04$  coefficient de frottement

**Remarque :**

l'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur de l'enveloppe de la toiture ; soit

$$\frac{12}{\cos 9} = 12,14 \text{ m}$$

$$D'où : S_{fr} = 72 \times 2 \times 12,14 = 1748,16 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1748,16 \times 1344,2 \times 0.04 = 93995,06 \text{ N}$$

**Calcul des efforts appliqués sur la poutre au vent sont:**

$$F1 = (v \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8}) = (1315,97 \times \frac{10}{2} \times \frac{24}{8}) = 19739,55 \text{ N}$$

$$F2 = (v \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{8}) = (1315,97 \times \frac{10,5}{2} \times \frac{24}{8}) = 20726,52 \text{ N}$$

$$F3 = (v \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{8}) = (1315,97 \times \frac{11}{2} \times \frac{24}{8}) = 21713,5 \text{ N}$$

$$F4 = (v \times \frac{h4}{2} \times \frac{b}{8}) = (1315,97 \times \frac{11,9}{2} \times \frac{24}{8}) = 23490,06 \text{ N}$$

**Effort de traction dans les diagonales :**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

**Par la méthode des coupures**

On établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F1 = R$$

Avec

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4}{2} = \frac{2 \times 19739,55 + 2 \times 20726,52 + 2 \times 21713,5 + 2 \times 23490,06}{2}$$

$$R = 85670,17 \text{ N}$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos 45} = \frac{85670,17 - 19739,55}{\cos 45} = 93239,97 \text{ N}$$

$$F_d = 93,24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,5 F_d = 1,5 \times 93,24 = 139,86 \text{ KN}$$

### Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{139,86 \times 1,1}{23,5} = 6,54 \text{ cm}^2$$

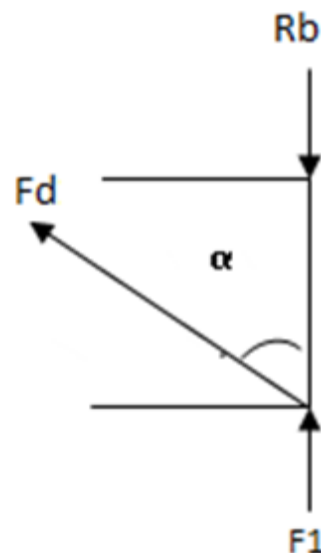


Figure VI. 2 : méthode des coupures.

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×9** d'une section  $A = 11,88 \text{ cm}^2$  avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

### Section nette:

$$A_{net} = 11.88 - 0,9 \times 1,3 = 10.71 \text{ cm}^2$$

### 2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec trois boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M1}}$$

Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

**Tableau VI.1:coefficients minorateurs  $\beta_2$  et  $\beta_3$**

Où : est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $P_1$  des trous.

Exemple :

attache de 3 boulons ou plus

$$P = 100 \text{ mm}; e = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

Avec :  $d_0 = 13 \text{ mm}$  diamètre de trous

Donc :  $\beta = \beta_3 = 0,7$

$$N_{uRd} = \frac{0,7 \times 10.71 \times 3600}{1,25} = 21591,36 \text{ daN}$$

$$N_{uRd} = 215913,6 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 93239,97 \text{ N} < N_{uRd} = 215913,6 \text{ N} \text{ condition vérifiée}$$

#### Conclusion:

Une cornière de L70x70x9 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

### 2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les

suivantes :

**a) Vérification de la section à la résistance :**

Section de classes 1 et 2:

$$\left(\frac{M_{y.rd}}{M_{ny.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.rd}}{M_{nz.rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec:  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}}$$

$$M_{ny.rd} = M_{ply.rd} \left(\frac{1-n}{1-0,5\alpha}\right)$$

$$\text{Et } M_{nz.rd} = M_{plz.rd} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{1-0,5\alpha}\right)$$

$A_w = A - 2b \cdot t_f$  ; aire del' ame

$$\alpha = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right)$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma M_0} \quad \text{et} \quad M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma M_0}$$

**Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

**Flexion déviée :**

$$G = 432,8 \text{ N/ml}$$

$$S = 0,32 \text{ N/ml}$$

**Compression :**

$$V = F_2 = 20726,52 \text{ N}$$

**Combinaison des charges :**

$$1,35G + 1,35S + 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35S$$

$$N_{sd} = 1,35V$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times 432,8 + 1,5 \times 0,32 = 584,76 \text{ N/ml.}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cdot \cos\alpha = 584,76 \times \cos 9 = 577,56 \text{ N/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{y, sd} l^2}{8} = \frac{577,56 \times 10^2}{8} = 7219,5 \text{ N.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha = 584,76 \times \sin 9 = 91,47 \text{ N/ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} (l/2)^2}{8} = \frac{91,47 \times (10/2)^2}{8} = 285,86 \text{ N.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 V = 1.35 \times 20726,52 = 27980,8 \text{ N}$$

### Caractéristique géométrique de l'IPE 200 :

$$W_{el, y} = 194.3 \text{ cm}^3 \quad W_{el, z} = 28.46 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl, y} = 220.6 \text{ cm}^3 \quad W_{pl, z} = 44.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl, y, Rd} = W_{pl, y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 23,5}{1,1} = 4712,81 \text{ daN.m} = 47128,18 \text{ N.m}$$

$$M_{pl, z, Rd} = W_{pl, z} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,6 \times 23,5}{1,1} = 952,81 \text{ daN.m} = 9528,18 \text{ N.m}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 \times 2350}{1,1} = 60886,36 \text{ daN} = 608863,63 \text{ N}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} = \frac{27980,8}{608863,63} = 0,045$$

### b) Incidence de l'effort normal:

Si :  $N_{sd} \leq \text{Min}(0.25 N_{pl, Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / M_0)$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 27980,8 \text{ N}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 608863,63 = 152215,9 \text{ N.}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2.$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / M_0 = 0.5 \times 11.5 \times 2350 / 1.1 = 12284,1 \text{ daN} = 122841 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 27980,8 \text{ N} < \text{Min}(0.25 N_{pl, Rd} = 152215,9 \text{ N.}; 0.5 A_w \cdot f_y / M_0 = 122841 \text{ N})$$

$$N_{sd} = 27980,8 \text{ N} < 0.5 A_w \cdot f_y / M_0 = 122841 \text{ N} \text{ condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal. Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{N_y, Rd} = M_{pl, y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl, z, Rd}$$

La formule de vérification est suivante :

$$\left(\frac{M_y.rd}{M_{ny}.rd}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z.rd}{M_{nz}.rd}\right)^\beta \leq 1$$

$$a=2 ; \beta= 5n \geq 1 ; =0.1\beta= 5n=5 \times 0.1 = 0.5$$

$$\left(\frac{7219,5}{47128,18}\right)^2 + \left(\frac{285,86}{9528,18}\right)^{0.5} = 0,19 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

## 2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale

### Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

### Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

### Combinaison à l'ELU :

$$G - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5V$$

Avec:

G = 432,8 N /ml : Charge permanente

V = -1892,63 N /ml : Vent de soulèvement

V' = F2 = 20726,52 N : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (Montant de la poutre au vent).

### Charge de flexion :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 432,8 \cos 9 - 1.5 \times 1892,63 = -2411,47 \text{ N /ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 432,8 \sin 9 = 91,4 \text{ N/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} l^2}{8} = \frac{2411,47 \times 10^2}{8} = 30143,37 \text{ N.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} (l/2)^2}{8} = \frac{91,4 \times 5^2}{8} = 285,63 \text{ N.m}$$

**Charge de compression :**

$$N_{sd} = 1.35 \times v' = 1.35 \times 20726,52 = 27980,8 \text{ N}$$

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

**a) Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} N_{plrd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{plyrd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{plzrd}} \leq 1$$

**b) Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{X_z N_{plrd}} + \frac{K_{lt} M_{y,sd}}{X_{lt} M_{plyrd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{plzrd}} \leq 1$$

**a) Flexion composée avec risque de flambement :**

• **Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement  $\chi_{min}$ :**

Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :

**Longueur de flambement :**

$$l_y = 1000 \text{ cm}$$

**Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1000}{8,26} = 121,06$$

**Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \epsilon \quad \text{avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta A)^{0,5} \text{ avec } \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{121,06}{93,9} = 1,28$$

### Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a**  $\alpha = 0,21$

### Facteur de réduction

$\chi_y = 0,8228$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe fort zz (dans le plan du portique) :

### Longueur de flambement :

$l_y = 300 \text{ cm}$

### Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{2,24} = 133,93$$

### Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$\lambda_1 = 93,9$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta A)^{0,5} \text{ avec } \beta A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{133,93}{93,9} = 1,42$$

### Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **b**  $\alpha = 0,34$

### Facteur de réduction

$\chi_y = 0,3422$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0,8228; 0,3422) \quad \chi_{min} = 0,3422$$

### Calcul du coefficient $k_y$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N s d}{X_y A f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}(2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0,9$$

Où :  $\beta_{My}$  Facteur de moment uniforme équivalent

Pour la poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = 1,28 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{220,6 - 194,3}{194,3} = -1,66$$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{-1,66 \times 2798,08}{0,8228 \times 28,5 \times 2350} = 1,08 < 1,5$$

### Calcul du coefficient $k_z$ :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N s d}{X_z A f_y} \leq 1,5$$

$$\text{Avec } \mu_z = \bar{\lambda}(2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0,9$$

La poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_z = 1,42 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{44,6 - 28,46}{28,46} = -1,42 \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,42 \times 2798,08}{0,3422 \times 28,5 \times 2350} = 1,17 < 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{Nsd}{X_{min} N_{plrd}} + \frac{K_y M_{ysd}}{M_{plyrd}} + \frac{K_z M_{zsd}}{M_{plzrd}} = \frac{27980,8}{0,3422 \times 608863,63} + \frac{1,08 \times 30143,37}{47128,18} + \frac{1,17 \times 285,63}{9518,28} = 0,86 < 1$$

condition vérifiée

**Vérification au déversement :**

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\lambda_{LT}$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5} \text{ avec } \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{C_1^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Avec  $i_z = 2,24 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $t_f = 0,85 \text{ cm}$ . ;  $L = 1000 \text{ cm}$

Avec :  $C_1 = 1,88$  charge uniformément répartie la poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :  $\beta_{My} = 1,3$

$$\lambda_{LT} = \frac{1000 / 2,24}{1,88^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{1000 / 2,24}{20 / 0,85} \right)^2 \right]^{0,25}} = 155,95$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{155,95}{93,9} = 1,66 > 0,4$$

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{lt} = 0,21$  : pour les sections laminées.

$\alpha_{lt} = 0,49$  : pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

Section laminé :  $\alpha_{lt} = 0,21$

Courbe de flambement a

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

**Coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$ :**

$\chi = 0,438$  (tableau du coefficient de flambement  $\chi$  de la courbe a)

**Calcul du coefficient  $k_{LT}$ :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{X_y A f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \bar{\lambda} z \beta_{Mlt} - 0,15 \leq 0,9$$

$$\mu_{lr} = 0,12(1,66) \cdot (1,8) - 0,15 = 0,2$$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{0,2 \times 2798,08}{0,3422 \times 28,5 \times 2350} = 0,99 < 1,5$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z N_{plrd}} + \frac{K_{lt} M_{ysd}}{M_{p lyrd}} + \frac{K_z M_{zsd}}{M_{p lzrd}} = \frac{27980,8}{0,3422 \times 608863,63} + \frac{0,99 \times 30143,37}{47128,18} + \frac{1,17 \times 285,63}{9518,28} = 0,8 < 1$$

**condition vérifiée**

**Conclusion** Le profilé choisi IPE 200 est adéquat comme panne de toiture

### 3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

**Par la méthode des coupures:**

**a) Effort de traction dans la diagonale tendue:**

$$N \cdot \cos \beta + F_1 = R$$

Avec :

$$R=85670,17 \text{ N}$$

$$\text{Avec } \beta = 39,8^\circ$$

$$N = \frac{R-F1}{\cos\beta} = \frac{85670,17-19739,55}{\cos 39,8} = 85815,48 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 85815,48 = 128723,22 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 128,72 \text{ Kn}$$

### **b) Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl, Rd} = \frac{A f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{128,72 \times 1,1}{23,5} = 6,02 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×9** d'une section  $A = 11.88 \text{ cm}^2$  avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

### **Section nette :**

$$A_{net} = 11.88 - 0,5 \times 1,3 = 11.23 \text{ cm}^2$$

### **3.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u, rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma M_1}$$

$$\text{Avec : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{uRd} = \frac{0,7 \times 11.23 \times 3600}{1,25} = 22639,68 \text{ daN}$$

$$N_{uRd} = 226396,8 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 128723,22 \text{ N} < N_{uRd} = 226396,8 \text{ N} \text{ condition vérifiée}$$

### **Conclusion:**

Une cornière de L70x70x9 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

***Chapitre VII:  
Calcul des  
Assemblages***

## Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

### 1 Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connexions boulonnées HR.

Il existe deux types de boulons :

#### Les boulons ordinaires :

non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.

#### - Les boulons HR :

présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ( $\mu$ ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

### 2 Avantages des boulons HR

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages (boulonnage grande raideur)

- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

### 3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse)

- L'assemblage « poteau-traverse » est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal

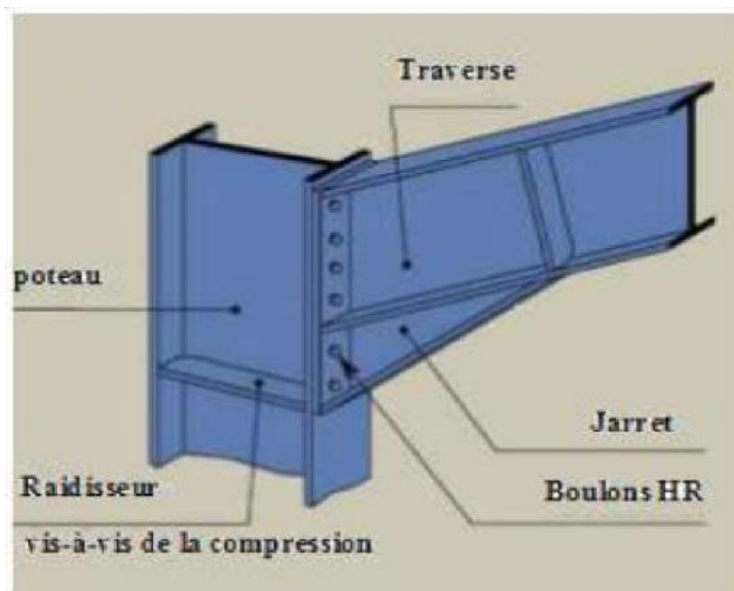


Figure VII.1: Représentation de l'assemblage poteau-travers.

#### 3.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 14 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement  $=0.3$  (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

#### 3.2 Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

La combinaison la plus défavorable ELU ( $G+1.5V3$ ).

$$M_{sd} = 587,189 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 244,106 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 113,252 \text{ kN}$$

### 3.3 Les composants d'assemblage:

Poteau en IPE 450.

Poutre IPE 450.

Palatine  $754 \times 190 \times 20$

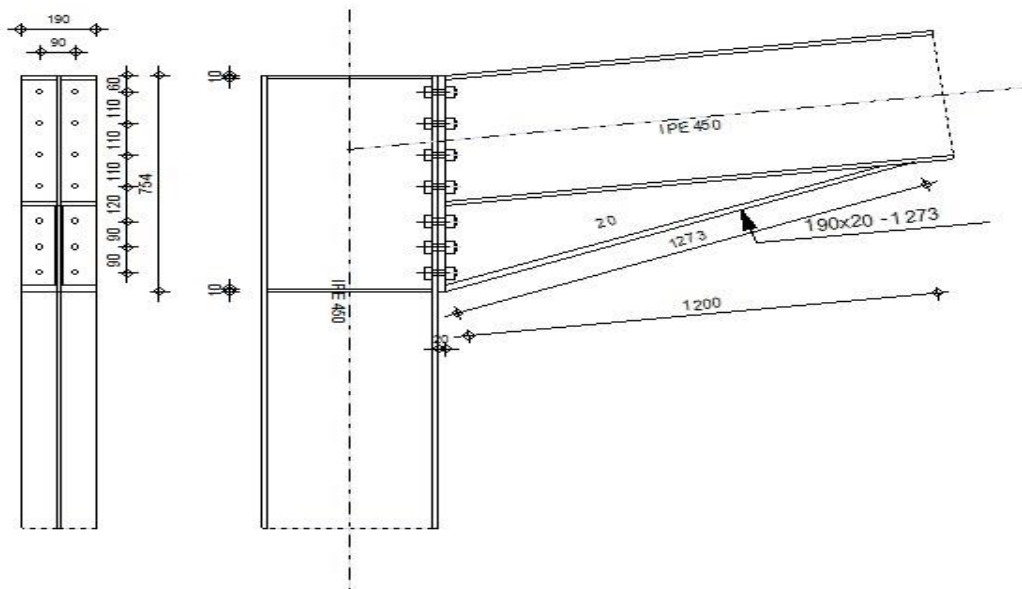


Figure VII.2:détails assemblage

### 3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

**Poutre IPE 450**

$$t_{fb} = 14.6 \text{ mm}; t_{wb} = 9.4 \text{ mm}; b_b = 190 \text{ mm}$$

$$x = 14.6 \sqrt{\frac{190}{9.4}} = 65,64 \text{ mm}$$

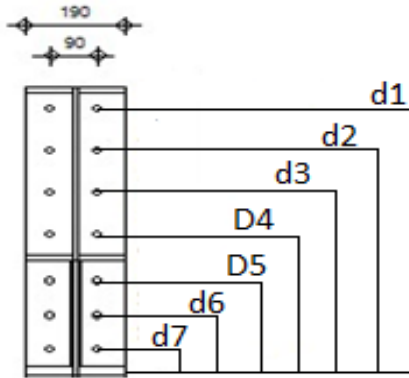


Figure VI.3 : la hauteur de la zone comprimée.

$d1 = 690\text{mm}; d2 = 580\text{mm}; d3 = 470\text{mm}; d4 = 360\text{mm}; d5 = 240\text{mm}; d6 = 150\text{mm}$

### 3.5 Calcul du moment résistant

$$M_{Rd} = N1d1 + N2d2 + N3d3 + \dots = \sum Nidi$$

$$\frac{N1}{d1} = \frac{N2}{d2} = \frac{N3}{d3} \dots \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N1}{d1} \left( d1^2 + N2 d2 \frac{d1}{N1} + N3 d3 \frac{d2}{N2} \dots \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N1}{d1} (d1^2 + d2^2 + d3^2 \dots \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N1 \sum d1^2}{d1} \text{ D'où : } N1 = \frac{M_{Rd} d1}{\sum d1^2}$$

$N1$ : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

$d1$ : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20 mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2,$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 103 \times 245 = 171,5 \text{ kN pour un boulon.}$$

### b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si :  $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\Sigma d_i = (150^2 + 240^2 + 360^2 + 470^2 + 580^2 + 690^2) = 1243100 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{nF \Sigma d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1243,1}{690} = 617,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 587,189 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 617,95 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

### 3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{v_{sd}}{n} = \frac{244,106}{20} = 12,2 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{v_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s m \mu \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1.0$  : trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$  : un plan de frottement

$\mu = 0,3$  : Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

$F_p$  : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{171,5}{2,5} = 41,16 \text{ KN}$$

$$\frac{v_{sd}}{n} = 12,2 \text{ kN} < V_{rd} = 41,16 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

### Conclusion :

L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts et sollicitations qui lui sont appliquées.

### 4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport, L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

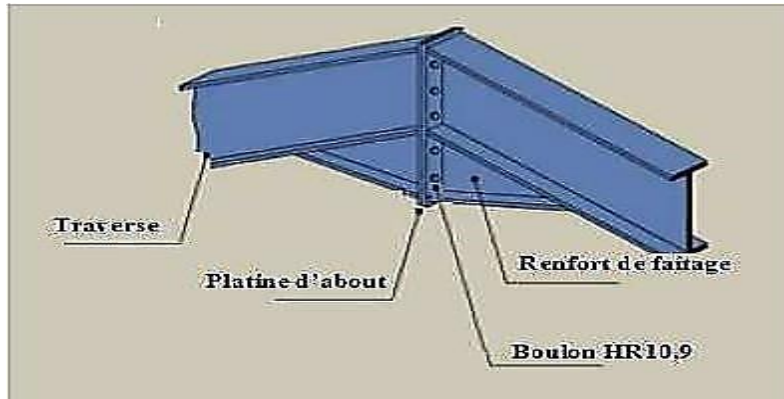


Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

#### 4.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.  
Le coefficient de frottement = 0.3 (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

#### 4.2 Efforts de calcul:

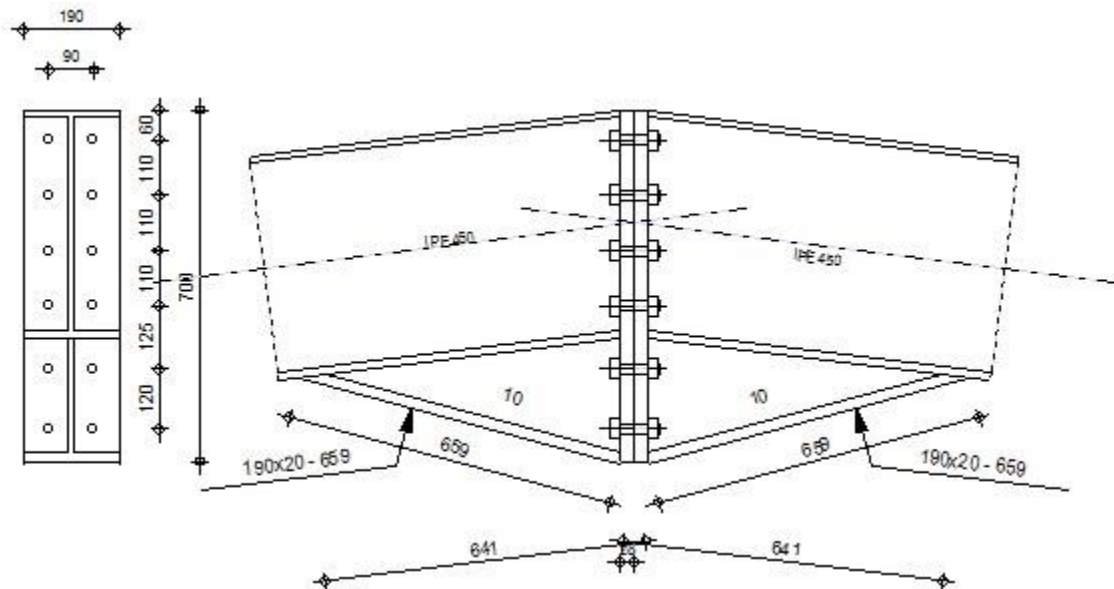


Figure VII.7 : Détails sur l'assemblage de faitage

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes :

La combinaison la plus défavorable ELU (1.35G+1.5N+P).

$$M_{sd} = 547,189 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 242,578 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 72,591 \text{ kN}$$

Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage:

$$M_{rd} = \frac{N \sum d_1^2}{d_1} = \frac{nF \sum d_1^2}{d_1}$$

L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN pour un boulon}$$

#### 4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (180^2 + 305^2 + 415^2 + 525^2 + 625^2) = 963900 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{nF \sum d_1^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 963,9}{690} = 597,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 547,189 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 597,95 \text{ KN.m} \text{ condition vérifiée}$$

#### Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{v_{sd}}{n} = \frac{242,578}{20} = 12,12 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{v_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s m \mu \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

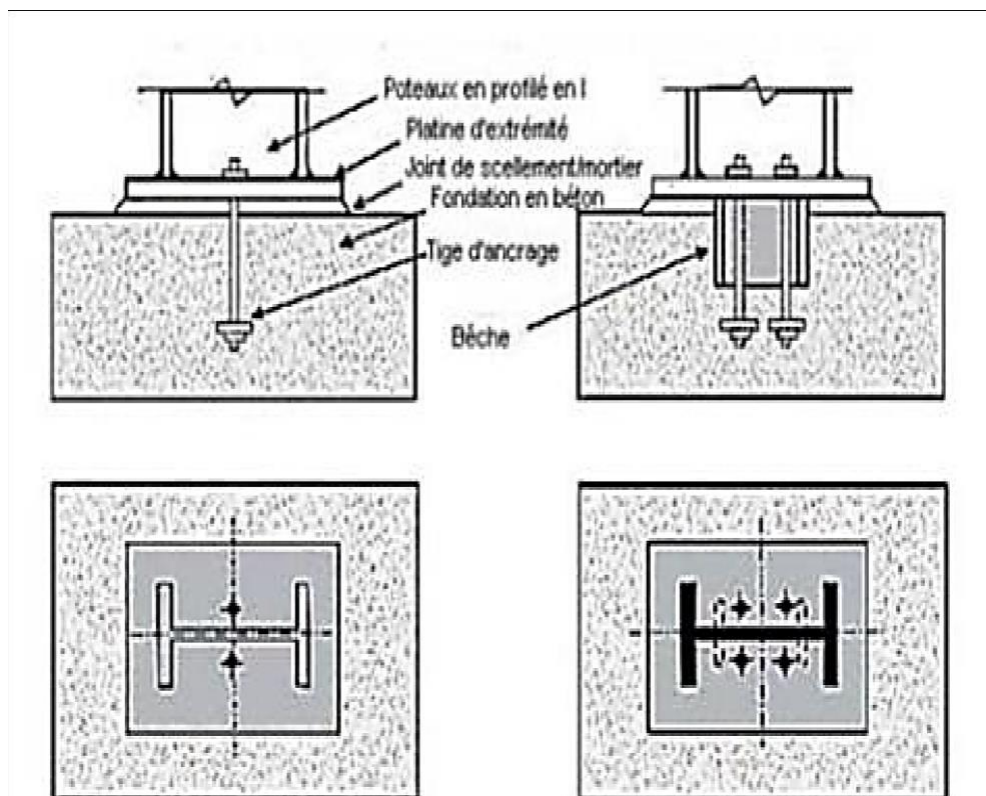
$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{171,5}{2,5} = 41,16 \text{ KN}$$

$$\frac{v_{sd}}{n} = 12,12 \text{ kN} < V_{Rd} = 41,16 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

## 5 Calcul des bases des poteaux :

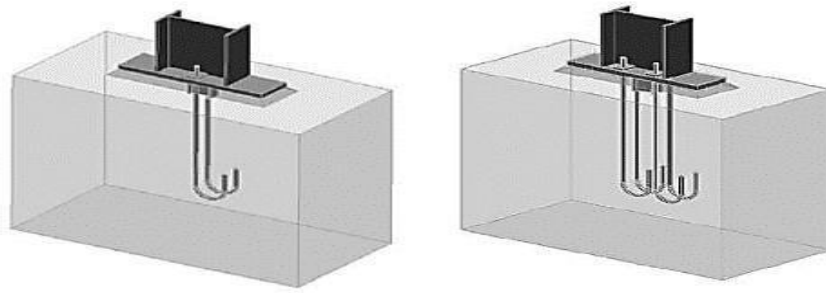
### 5.1 Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

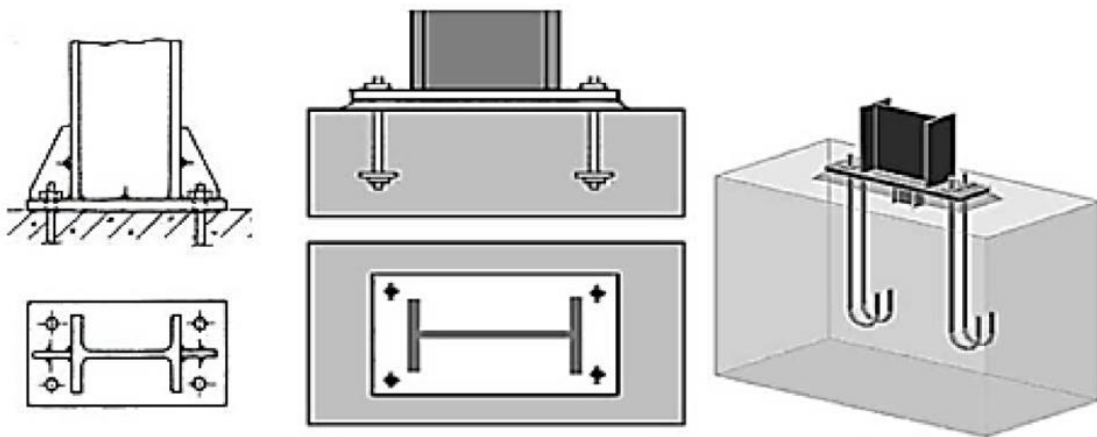


**Figure VII.8 : Base des poteaux**

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.



**Figure VII.9 : pied de poteau articulé.**



**Figure VII.10 : Pieds de poteaux encastrés**

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE 450**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression  $N_{sd} = 113,252 \text{ KN}$
- Effort tranchant  $V_{z,sd} = 244,106 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement  $N_{sd} = 150,04 \text{ KN}$
- Effort tranchant correspondant :  $V_{z,sd} = 223,39 \text{ KN}$

### **5.2 Données de base :**

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier :  $\gamma_{M0} = 1.1$  ;  $\gamma_{M2} = 1.25$   
Béton :  $\gamma_c = 1.15$

### 5.3 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = acc \times f_{ck} / \gamma_c f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de  $acc$  est de données dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de : =1

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

### 5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

La valeur de coefficient du matériau de scellement est :  $\beta = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre

$$\alpha = 1,5$$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

### 5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{450 \times 190} \left( \frac{150040}{16,7} \right)^2 = 944,09 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{150040}{16,7} = 8984,43 \text{ mm}^2$$

#### 5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour :  $A_{c0} = 8984,43 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 450 \times 190 = 81225 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 8984,43 \text{ mm}^2 < 81225 \text{ mm}^2$ ..... Une plaque projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies

Comme suit :

$$b_p = 230 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 190 + 2 \times 14.6 = 219.2 \text{ mm}$$

$$h_p = 490\text{mm} > h_c + 2t_{fc} = 450 + 2 \times 14.6 = 479.2\text{mm}$$

$$\text{Ce qui donne } A_{c0} = 230 \times 490 = 112700 \text{ mm}^2 > 81225 \text{ mm}^2$$

### 5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la Largeur d'appuis additionnelle c :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\text{Où : } A = +2$$

$$B = -(bfc - tw + hc); B = -(190 - 9.4 + 450) = -630.6\text{mm}$$

$$C = \frac{0,5 Nsd}{16,7} - (2bfc \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0,5 \times hc \times twc - t_{fc} \times twc)$$

$$C = \frac{0,5 \times 150040}{16,7} - [(2 \times 190 \times 14.6) + (4 \times 14.6^2) - (0,5 \times 450 \times 9.4) - (14.6 \times 9.4)]$$

$$C = 343,82\text{mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{630 - \sqrt{630^2 - 4 \times 2(343,82)}}{2 \times 2} = 0,54$$

Vu que l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle.

Pour le calcul de la largeur additionnelle  $C$  dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

#### • Calcul de la largeur d'appuis additionnelle $C$ :

En posant :  $t = 20$  mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left( \frac{fy}{3f_{jd} \gamma_{M0}} \right) = 20 \left( \frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right) = 41,21 \text{ mm}$$

$$C = 44.7\text{mm} < \frac{h - 2tf}{2} = \frac{450 - 2 \times 14,6}{2} = 210.4 \text{ mm}$$

$C = 41,21\text{mm} < 210.4 \text{ mm}$ ..... Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression

Pour les tronçons des deux semelles

**Remarque :**

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 20 mm.

Donc  $\beta c = 20\text{mm} < C = 41,21\text{mm} \rightarrow$  la plaque d'assise est de projection courte

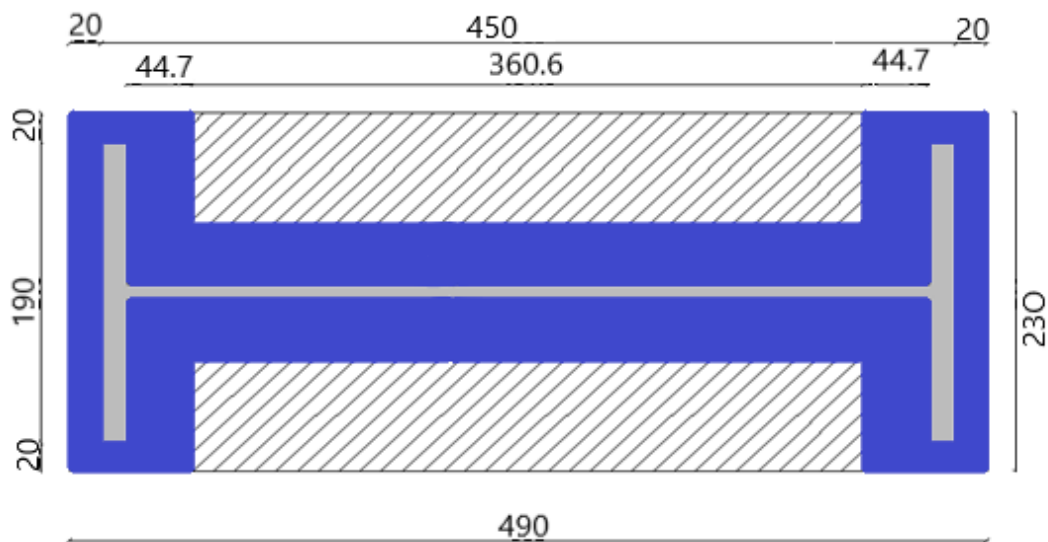
**Calcul de la section efficace  $A_{eff}$ :**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(bcf + 2 \beta c) (c + \beta c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc}) (2C + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(190 + 2 \times 20) (41,21 + 20 + 14.6) + (450 - 2 \times 41,21 - 2 \times 14.6) (2 \times 41,21 + 9.4)$$

$$A_{eff} = 65942,65 \text{ mm}^2$$



**Figure VII.11 : Dimensions de la plaque d'assise**

**Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$ :**

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad \text{Avec: } N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 65942,65 \times 16.7 \times 10^{-3} = 1101,24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 150,04 \text{ KN} < N_{Rd} = 1101,24 \text{ KN} \quad \text{condition vérifié}$$

### 5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

Calcul du moment résistant  $M_{Rd}$ :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma M_0} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 14242,42 \text{ N mm}$$

$$M_{Rd} = 14,24 \text{ N.m}$$

Calcul du moment de flexion  $M_{sd}$  :

$$M_{sd} = \frac{c^2 N_{sd}}{2 A_{eff}} = \frac{41,21^2}{2} \frac{150,04}{65942,65} = 1,93 \text{ N m}$$

$$M_{sd} = 1,93 \text{ N.m} < M_{Rd} = 14,24 \text{ N.m}$$

### 5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{fd} \times N_{sd} = 0,2 \times 150,04 = 30,008 \text{ KN}$$

Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 223,39 \text{ KN} > F_{v,Rd} = 30,008 \text{ KN} \quad \text{condition non vérifiée}$$

**Remarque :**

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

### 5.6 Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

#### 5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement :

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + n_b \times F_{vb,rd}$$

$F_f$  : Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de

compression  $N_{sd}$  dans le poteau.

$$F_{f,rd} = 0.2 \times N_{sd}$$

$F_{vb}$  : Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vbrd} = \frac{a_{cb} f_{ub} A_s}{\gamma M_2}$$

$$a_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{ybet} \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

$n_b$ : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

**Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :**

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f,rd} = 0.2 \times N_{sd} = 0.2 \times 150,04 = 30,008 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 240) 400 \times 2,45}{1,25} = 288,5 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 30,008 + 2 \times 28,85 = 607,024 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 223,39 \text{ KN} < F_{v,rd} = 607,024 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace :  $60 \leq L_{eff}(\text{bèche}) \leq 1.5 h_{bèche}$
- Hauteur de la bèche :  $h_{bèche} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes :  $b_{bèche} / b_{bèche} \leq 20$

Les dimensions d'un profile IPE 100 S235 respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en IPE 100 en acier S235 est retenue.

- La profondeur totale :  $d_0 = 100$

- La longueur efficace :  $L_{ff} = 100 - 30 = 70$

L'épaisseur de scellement est de  $30 \text{ mm}$ .

### 5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier  $V_{sd}$  à la fondation.

Combinaison  $G + 1.5V3$

$$V_{sd} = 242,578 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 72,591 \text{ KN}$$

### 5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite:

$$\frac{N_{sd}/nb}{F_{vbrd}} + \frac{N_{sd}/nb}{F_{trd}} \leq 1$$

$$\text{Avec } F_{trd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma M_2} = \frac{0,9 \times 400 \times 245}{1,25} = 70,56 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}/nb}{F_{vbrd}} + \frac{N_{sd}/nb}{F_{trd}} = \frac{72,59/2}{607,024} + \frac{72,59/2}{70,56} = 0,57 \leq 1 \text{ condition vérifiée}$$

**Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :**

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

### 5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd}/2 \leq \alpha_c R_d$$

La résistance d'ancrages en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{ancrd} = \pi d f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

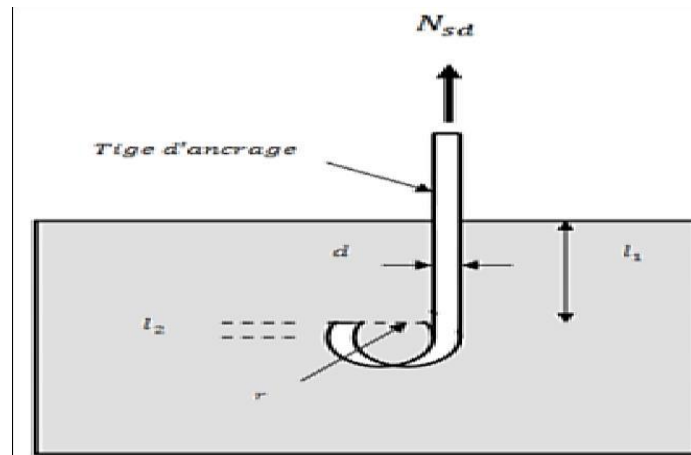


Figure VII.12 : Tige d'ancrage

**La largeur totale de la tige :**

$$lb = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$T_{\text{brd}} = 0,144 \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

$f_{ub}$ : Résistance ultime du boulon

d'ancrage  $f_{bd}$ : constante

d'adhérence de calcul de calcul  $d$ :

diamètre du boulon d'ancrage

**Calcul de la contrainte d'adhérence  $f_{bd}$ :**

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ : résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$  : coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,15} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b, rqd} = 0,144 \times 20 \frac{400}{1,2} = 960 \text{ mm}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$f_{anc. Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b, rqd} \cdot f_{bd}$$

$$f_{anc. Rd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1,2 = 72382,29 \text{ N}$$

$$f_{anc. Rd} = 72,38 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{72,59}{2} = 36,29 \text{ kN} < f_{anc. Rd} = 72,38 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

**La longueur d'ancrage de référence requise est :**

$$T_{brd} = \frac{N_{sd}}{\pi d f_{bd}}$$

$$N_{sd} = A \sigma_{sd} = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_{sd}$$

$\sigma_{sd}$ : effort de soulèvement par tige d'ancrage.

$$T_{brd} = \frac{\pi d^2 \sigma_{sd}}{4 \pi d f_{bd}} = \frac{d \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

$$\frac{t_{brd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige.

$$\Sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \text{ avec } \max \Sigma_{sd} = \frac{t_{brd}}{A} = \frac{(0,9 f_{ub} A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

$A$  : la section brute de la tige

$A_s$  : section résistante

En prenant

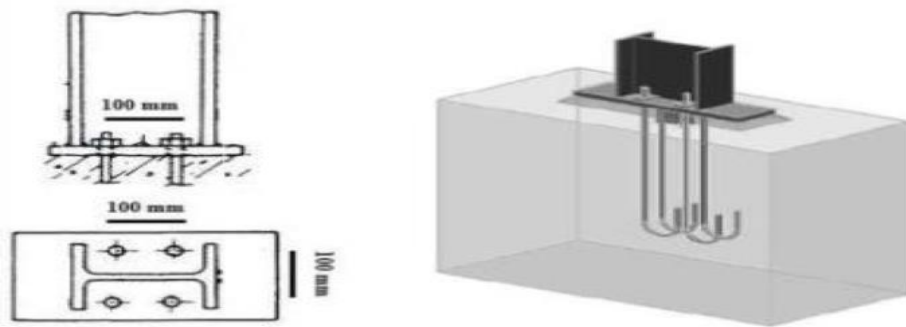
$$A/A_s \approx 0,8 \quad \text{et} \quad \max \zeta_{sd} = 0,576 f_{ub}$$

$$t_{\text{brd}} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4f_{bd}} = \frac{0.576f_{ub}}{4f_{bd}}$$

$$t_{\text{brd}} = 0,144 \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

**Remarque :**

Bien que normalement le pied soit de type articulé .il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.



**Figure VII.13 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage**

*Chapitre VIII:  
Vérification de  
la stabilité  
d'ensemble*

## 1. Action d'ensemble :

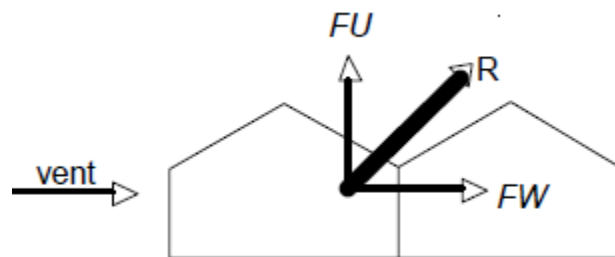
La force résultante se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale  $F_w$  (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;

Une force de soulèvement  $F_u$  (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture

La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum(Q_j S_j) + \sum F_{frj}$$



**Figure VIII. 1 : force résultante R.**

$Q_j$  : (en N / m<sup>2</sup>) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface

$S_j$  : (en m<sup>2</sup>) l'air de l'élément de surface j

$F_{frj}$  : (en N) désigne les forces de frottement

### Direction du vent V1 :

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V1 (perpendiculaire au pignon) :

#### Toiture :

Zone F : SF=14.16 m<sup>2</sup>

Zone G : SG=14.40 m<sup>2</sup>

Zone H : SH=114.24 m<sup>2</sup>

Zone I : SI=721.2 m<sup>2</sup>

#### Parois verticales :

Zone D : SD=480 m<sup>2</sup>

Zone E :SE=480 m<sup>2</sup>

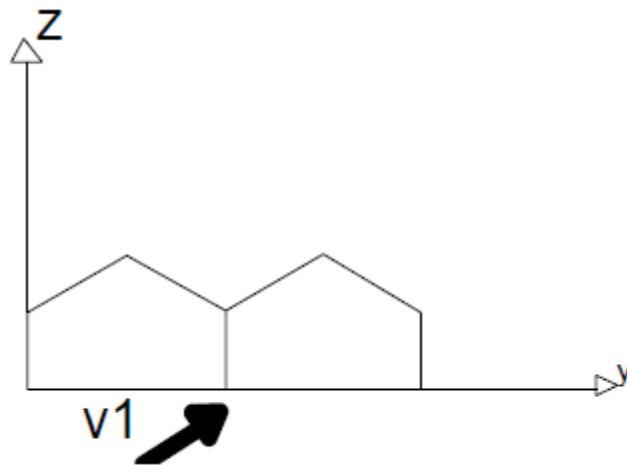


Figure VIII.2: Représentation des surfaces sens du vent V1.

Action d'ensemble

**A) Direction du vent V1**

Zone	Composantes horizontales (N)	Composantes verticales (N)
D	$1501,51 \times 480 = 720724,8$	0
E	$230,99 \times 480 = 110875,2$	0
F	0	$1052,77 \times 14,16 = 14907,22$
G	0	$646,02 \times 14,4 = 9302,69$
H	0	$23,92 \times 114,24 = 2732,62$
I	0	$119,63 \times 721,21 = 86278,35$
<b>FFR</b>	262906,71	/
<b>R</b>	$R_x=1094506,71$	$R_z=113220,88$

Tableau VIII.1: Valeurs des forces horizontal et vertical dans le sens V1.

**Direction du vent V2 :**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V2 :

**Toiture :**

Zone F :SF=14.16 m<sup>2</sup>.

Zone G :SG=143.04m<sup>2</sup>.

Zone H :SH=692.64m<sup>2</sup>.

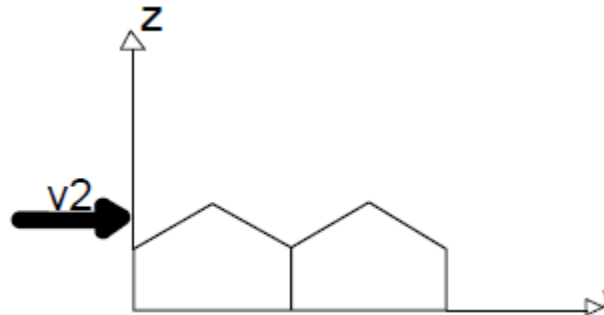
Zone I :SI=864m<sup>2</sup>

Zone j :  $S_j=1728 \text{ m}^2$

**Parois verticales**

Zone D :  $S_D= 720 \text{ m}^2$

Zone E :  $S_E=720 \text{ m}^2$



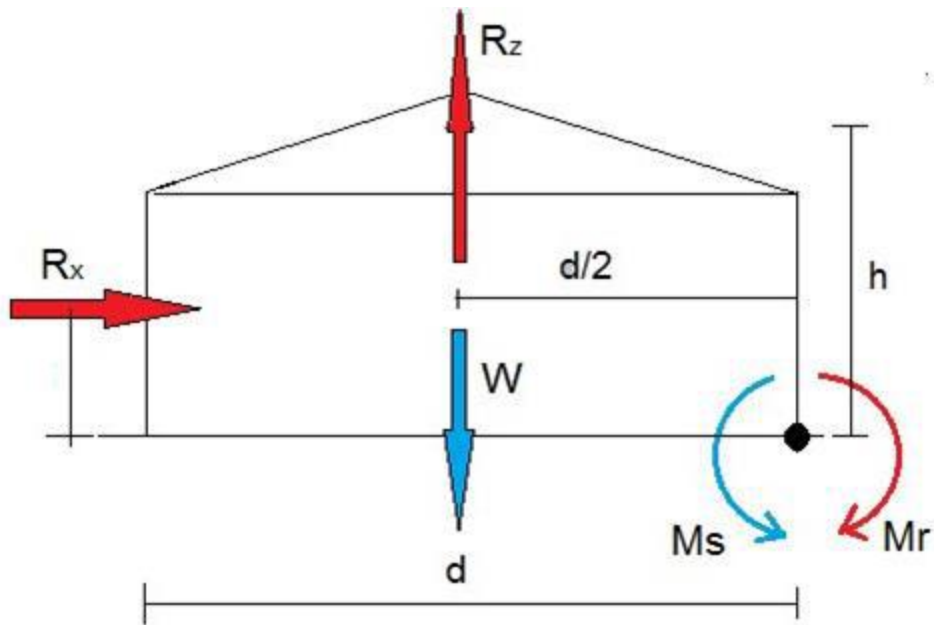
**Figure VIII. 3: Représentation des surfaces sens du vent V2.**

**Direction du vent V2**

Zone	Composantes horizontales (N)	Composantes verticales (N)
D	0	0
E	$1241,96 \times 720=894211,2$	0
F	$2549,41 \times 14,16 \text{tag}(\alpha)= 5717,62$	$2549,41 \times 14,16= 36099,64$
G	$2151,8 \times 143,04 \text{tag}(\alpha)=48749,69$	$2151,8 \times 143,04= 307793,47$
H	$1496,9 \times 692,64 \text{tag}(\alpha)=164215,01$	$1496,9 \times 692,64= 1036812,81$
I	$233,89 \times 864 \text{tag}(\alpha)= 32006,47$	$233,89 \times 864= 202080,96$
J	$233,89 \times 1728 \text{tag}(\alpha)= 64012,95$	$233,89 \times 1728= 404161,92$
R	$R_x= 1208912,94$	$R_y= 1986948,8$

**Tableau VIII.13 : valeurs des forces résultantes de vent(V2)**

**2. Vérification de la stabilité transversale:**



**Figure VIII.2 : Résultantes de la pression de vent sur la section transversale de la Structure**

### 2.1 Détermination des moments renversants :

**Calcul du moment de reversement:**

$$M_R = 10 R_x + R_z (24)$$

$$M_R = 10 \times 1094506,71 + 113220,88 \times 24$$

$$M_R = 13662368,22 \text{ N.m}$$

**Calcul du moment de stabilisant :**

$$M_S = W \times b / 2 = W \times 12$$

Avec:

$W = 500 \text{ N/m}^2$ : poids approximatif par  $\text{m}^2$  de la surface en plan du bâtiment

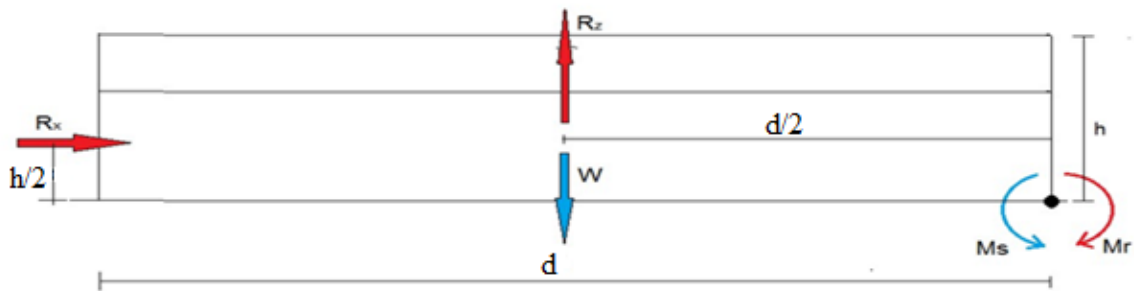
$$W = 500 \times 48 \times 72 = 1728000 \text{ N}$$

$$M_S = 1728000 \times 24 = 41472000 \text{ N.m}$$

$$M_R = 13662368,22 \text{ N.m} < M_S = 41472000 \text{ N.m}$$

**la stabilité transversale est vérifiée**

### 3. Vérification de la stabilité longitudinale



**Figure VIII.3:Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure.**

**Calcul du moment de reversement:**

$$M_R = 10 R_X + R_Z (72-35,05)$$

$$M_R = 10 \times 1208912,94 + 113220,88 (36,95)$$

$$M_R = 16272640,92 \text{ N.m}$$

**Calcul du moment stabilisant :**

$$M_S = W \times d / 2 = W \times 36$$

Avec:

$W = 500 \text{ daN/m}^2$ : poids approximatif par  $\text{m}^2$  de la surface en plan du bâtiment

$$W = 500 \times 72 \times 48 = 1728000 \text{ N}$$

$$M_S = 1728000 \times 36 = 62208000 \text{ N.m}$$

$$M_R = 16272640,94 \text{ N.m} < M_S = 62208000 \text{ N.m}$$

**la stabilité longitudinale est vérifiée**

**Conclusion :**

La stabilité du bâtiment vis-à-vis du vent est vérifiée dans les deux directions et cela est prévisible à cause de la lourdeur du bâtiment et des planchers mixtes dont il dispose.

***Chapitre IX : Etude de  
l'infrastructure***

## 1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc l'une des parties essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## 2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

La résistance du sol.

Le type de la structure.

Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

La stabilité de l'ouvrage (rigidité).

La facilité d'exécution (coffrage).

L'économie.

Les délits.

## 3. Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q + Ex[\text{RPA99/2003 ; Article 10.1.4.1}]$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

$$\text{ELS : } G + V1$$

$$\text{ELU : } 1,35 \times (G + S + V3)$$

## 4. Dimensionnement de la semelle

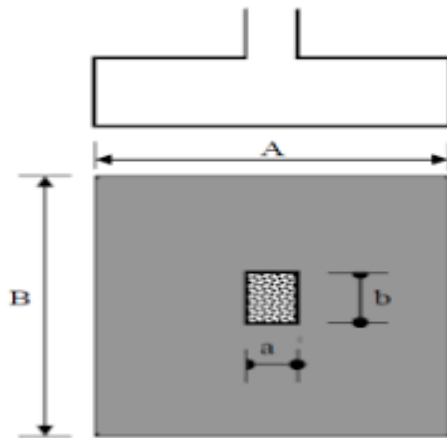
Les semelles sont soumises à :

- Un effort normal centré N

- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \implies B = \frac{b}{a} \times A$$



Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \implies \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6e}{A} \right) \leq \bar{\sigma}$$

Les sollicitations les plus défavorables sont :

$$M = 98,529 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N = 9,991 \text{ kN}$$

$$V = 35,186 \text{ kN}$$

#### 4.1 Pré dimensionnement de la semelle de poteau :

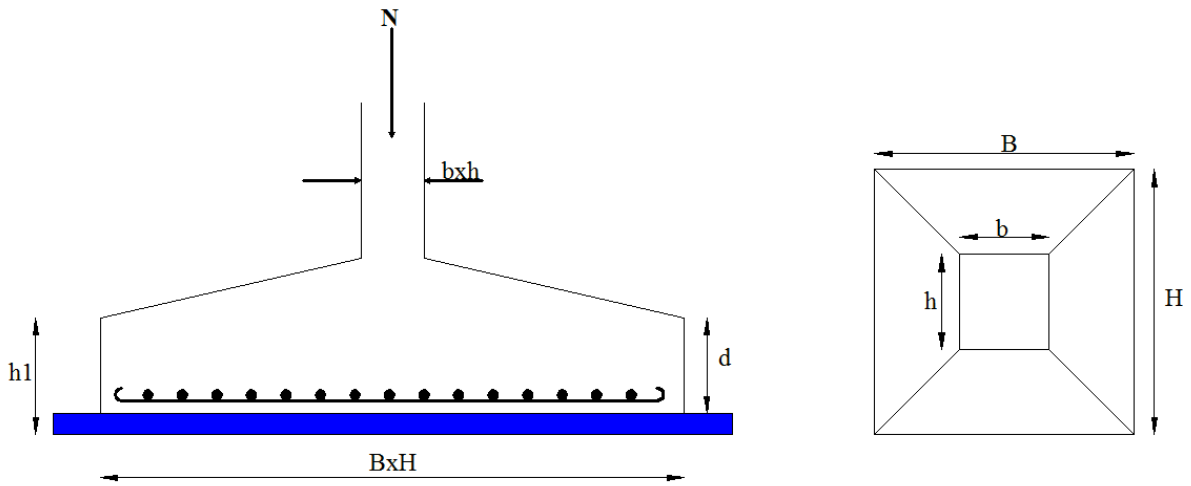
Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ( $h \times b$ ), donc les semelles sont rectangulaire ( $H \times B$ ).

$h$  et  $b$  : dimension du poteau considéré. (IPE 450)

$H$  et  $B$  : dimension de la semelle.

$h_1$  :  $h + c$  ; avec  $c = 5 \text{ cm}$ . (Béton de propreté)

$h$  : hauteur utile de la semelle est donnée par.



**Figure IX . 1: Dimension de la semelle.**

$$d = \max\left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4}\right)$$

**Critère de non poinçonnement:**

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$  : Situation accidentelle

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$  : Situation durable

$\sigma_M$  : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

On a :

$$a = 45\text{cm}$$

$$b = 19\text{cm}$$

$$B = \frac{b}{a} \times A \implies B = 0,42 A$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \implies \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{98,529}{9,99} = 9,86$$

On choisit  $A = 3\text{m}$  et  $B = 2,5\text{m}$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max \left( \frac{300-45}{4}, \frac{250-19}{4} \right) + 5 = \max(63,75; 57,75) + 5 = 68,57 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm}$

$$h_1 \geq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \phi + 6; 20 \text{ cm} \right) = \min(20 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

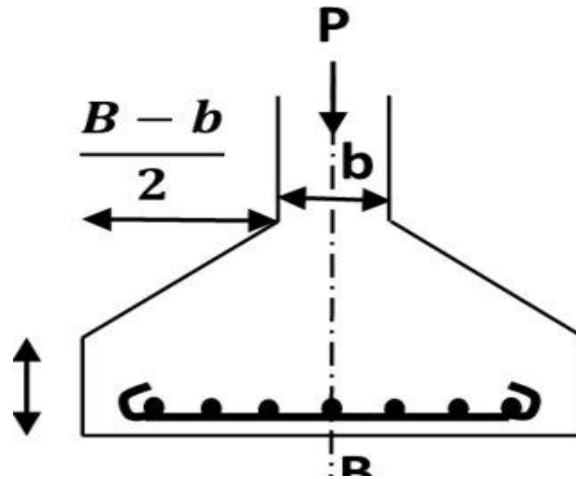


Figure IX .2: Schéma de la semelle isolé.

#### 4.1.1 Vérification en tenant compte du poids de la semelle

On a :  $N_t = N + P_s$

Avec :

$P_s$  : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times (3 \times 2,5 \times 0,8) = 150 \text{ KN}$$

$$N_t = N + P_s = 9,99 + (1,35 \times 150) = 212,49 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Avec :

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{98,529}{212,49} = 0,46 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \times B} \times \left( 1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) = \frac{212,49}{3 \times 2,5} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,46}{3} \right) \times 10^{-3} = 0,054 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,054 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,2 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Les dimensions choisies sont bonnes

#### 4.1.2 Vérification de la stabilité au renversement

↳ Selon BAEL

$$e \leq \frac{B}{4} \implies \frac{M}{Nt} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{M}{Nt} = \frac{98,529}{212,49} = 0,46m \leq \frac{B}{4} = 0,62m$$

Vérifiée

#### 5. Ferrailage de la semelle : (BAEL 91)

ELU

$$e_0 = \frac{M}{Nt} = \frac{98,529}{212,49} = 0,46m \leq \frac{B}{4} = 0,62m \implies \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{Nt}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) = \frac{212,49}{3 \times 2,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,46}{3}\right) \times 10^{-3} = 0,054 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{Nt}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) = \frac{212,49}{3 \times 2,5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,46}{3}\right) \times 10^{-3} = 0,022 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times (0,054 + 0,022)}{4} = 0,057 \text{ MPa}$$

$$N' = \sigma_{\text{moy}} \times A \times B = 0,057 \times 3 \times 2,5 \times 10^3 = 427,5 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{N' (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}} = \frac{427,5 (3 - 0,45)}{8 \times 0,8 \times 348} \times 10 = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times B \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 250 \times 80 \times \frac{2,1}{400} = 24,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 8HA20 = 25,12 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

Soit trois cadres  $\Phi 10$  et des épingles de diamètre  $\Phi 8$  dont l'espacement max est donné par le RPA

**Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

**Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min (b/2 ; h/2 ; 10\varnothing) = 20$$

On prend  $S_t = 18 \text{ cm}$ .

**6. Ancrage des barres :**

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{f_e \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_s} = \frac{400 \times 2}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$$

On a :

$$0,25 \cdot A = 0,25 \times 300 = 75 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A = 0,125 \times 300 = 37,5 \text{ cm}$$

$$0,125 \cdot A \leq l_s \leq 0,25 \cdot A$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

**7. Calcul des longrines**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

**7.1. Pré dimensionnement**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$S1 \Rightarrow 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section  $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ .

**7.2. Ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

$N$  : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

Dans notre cas, on a une zone 0

$$N_t = 212,49 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{212,49}{348} \times 10 = 6,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec  $A_{mi}$ , soit  $4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

### 7.3. Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\emptyset 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{b}{2}; 15\emptyset\right) = \min(15\text{cm}; 21\text{cm}) = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Zonécourante.}$$

$$St \leq 10\text{cm} \rightarrow \text{Zonenodale}$$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

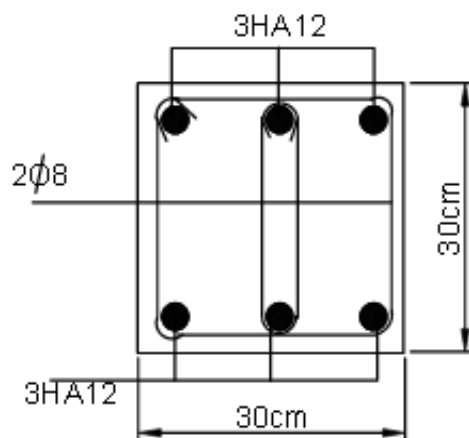


Figure IX.3 : ferrailage des longrines

### 8. Ferrailage du fût

Les fondations sont ancrées à  $D = 1 \text{ m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $0,8\text{m} \times 0,8\text{m}$ .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

$$M = 98,529KN \cdot m$$

$$N = 9,991kN$$

$$V = 35,186kN$$

Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

$P$  : Poids propre du fût.

$$N' = 9,99 + 1,35 \cdot (25 \times 0,45) = 25,17 \text{ KN}$$

$$M' = M + V \cdot H \Rightarrow M' = 98,53 + 35,11 \times 0,45 = 1556,72 \text{ KN} \cdot m$$

**Ferraillage:**

$$M = M' = 1556,72KN \cdot m$$

$$N = N' = 25,17KN$$

$$V = 35,11KN$$

$$\frac{h}{6} = \frac{100}{6} = 16,67cm$$

On a Section entièrement comprimée

$$M_{ua} = M + N \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) = 25,17 + 1556,72 \cdot \left( 0,95 - \frac{1}{2} \right) = 711,85KN \cdot m$$

$$N \cdot (d - c') - M_{ua} = 25,17 \cdot (0,95 - 0,05) - 711,85 = 689,19KN \cdot m$$

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \cdot 1 - 0,05) \cdot 14,167 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 = 6375,15KN \cdot m$$

On a  $6375,15 > 689,19$

$$A' = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{St}}$$

$$A = 0$$

Avec

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{689,19}{1 \cdot 1^2 \cdot 14,167 \cdot 10^3}}{0,857 - \frac{0,05}{1}} = 0,5$$

$$A' = \frac{25,17 - 0,5 \times 1 \times 1 \times 14,167 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = -202,82 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{s \min} = 0,7\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{s \min} = 0,7\% \cdot 70 \cdot 70 = 51,2 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec  $A_{mi}$ , soit 12HA25 = 58,91 cm<sup>2</sup>

### Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\emptyset 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St \leq 15 \cdot \emptyset l = 30 \text{ cm}$$

On prend  $St = 20 \text{ cm}$

***Conclusion***  
***générale***

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, le sable et le vent .

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de stockage, conçu sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres , contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique département de génie civil (**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil**).

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

## *Références bibliographiques*

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Lahlou Dehmani ; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ Edition Eyrolles Paris 2005
- Cours de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> année master
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d'étude (Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou).
- Le règlement algérien Neige et vent version 2013(pour l'étude climatique)
- **Eurocode 0 3** les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil
- Site européen Algérie

## Résumé

Notre projet consiste à étudier un hangar à usage de stockage de longueur 72 m ; largeur 48m avec une toiture à deux versant d'un angle  $\alpha = 9^\circ$  et une hauteur de 11,9m ; ce projet est implanté dans la wilaya de Adrar cette région est classée comme zone 0 selon le règlement parasismique algérien (RPA99)

pour réaliser ce travail que nous avons décomposé en 9 chapitres

Le travail que nous avons réalisé consiste en étude et la conception d'un hangar métallique à un usage de stockage, conformément aux règlements en vigueur (RPA 99 version 2003 EUROCODE 03, RNV 99 /2013)

Les conclusions auxquelles nous sommes parvenus au cours du présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Dans les structures métalliques de type (hangar) ; les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- La bonne conception, la déductibilité et la bonne modélisation permettent à la structure d'être rigide et plus stable face aux différentes actions auxquelles elle est soumise.
- Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquent.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- L'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées grâce à sa bonne rigidité et son poids léger.

Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

# *Annexes*

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Tableau des armatures (1)**

**Section en  $\text{cm}^2$  de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)**

**Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$**

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU v - 0		ELS v - 0.2		$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU v - 0		ELS v - 0.2	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

**Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

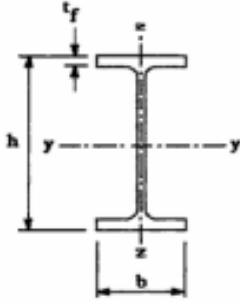
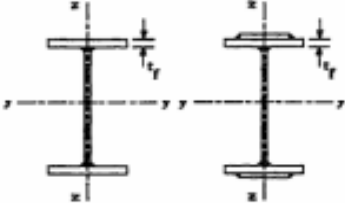

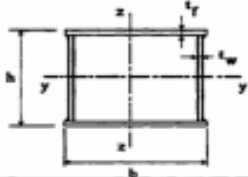









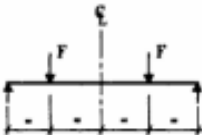
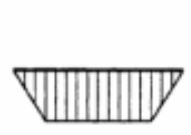
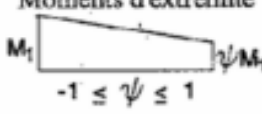
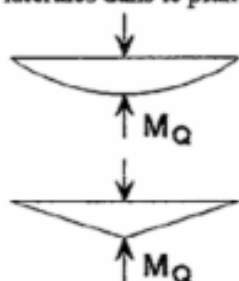
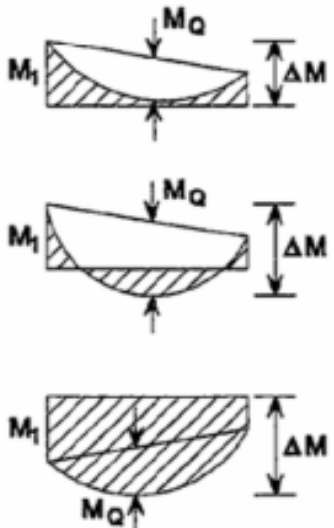
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c


Tableau F.1.2

Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales

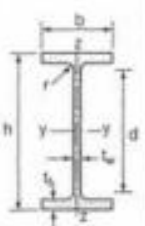
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

**Facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_M$**

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémité</p>  <p align="center"><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment crée par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$  $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment crée par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$  $M_Q =  Max M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$  $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	
IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6	
IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3	
IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2	
IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4	
IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1	
IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9	
IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5	
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4	
IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1	
IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9	
IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8	
IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6	
IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7	
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion J
$I_x$		$I_x/V_x$	$I_y$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$I_z$	-	-	J	
$I_y$		$W_{el,y}$	$I_z$	$W_{pl,z}$	$A_{e2}$	$I_x$	$W_{el,x}$	$I_z$	$W_{pl,x}$	$A_{e1}$	$I_t$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	
IPÉ 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70	
IPÉ 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,34	9,1	6,7	1,30	
IPÉ 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,8	1,74	
IPÉ 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45	
IPÉ 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60	
IPÉ 180	1217,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79	
IPÉ 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98	
IPÉ 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07	
IPÉ 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	18,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88	
IPÉ 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94	
IPÉ 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12	
IPÉ 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15	
IPÉ 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPÉ 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPÉ 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,25	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPÉ 500	48196,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPÉ 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPÉ 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions				Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
		a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	Axe yy = Axe zz		
		a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	I <sub>y</sub> <sup>2</sup> /d <sub>y</sub> = I <sub>z</sub> <sup>2</sup> /d <sub>z</sub>	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)	L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
	L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
	L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
	L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
	L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
	L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
	L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
	L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
	L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
	L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
	L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
	L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
	L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
	L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
	L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
	L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
	L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
	L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
	L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
	L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
	L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
	L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
	L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
	L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
	L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
	L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
	L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	60,31	12,18	2,76
	L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
	L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
	L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	